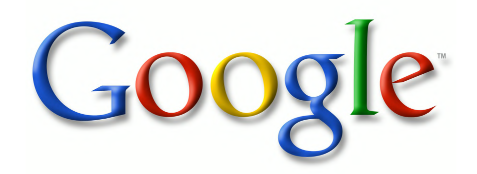


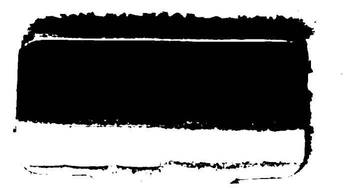
FRIEDRICH

KULTURTECHNISCHER WASSERBAU

Zweite Auflage

Zweiter Band

VERLAG VON PAUL PAREY IN BERLIN



Kulturtechnischer Wasserbau.

Handbuch

für

Studierende und Praktiker

von

Adolf Friedrich,

k. k. Hofrat, o. ö. Professor an der k. k Hochschule für Bodenkultur in Wien.

Zweite, umgearbeitete und erweiterte Auflage.



Zweiter Band.

BERLIN.

VERLAGSBUCHHANDLUNG PAUL PAREY.

Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen.

SW., Hedemannstrasse 10.

1908.

Kulturtechnischer Wasserbau.

Zweiter Band.

Die Wasserversorgung der Ortschaften.
Die Stauweiherbauten. – Die Kanalisation der Ortschaften, Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.



Mit 211 Textabbildungen und 23 Tafeln.

BERLIN.
VERLAGSBUCHHANDLUNG PAUL PAREY.
Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen.
SW., Hedemannstrasse 10.
1908.

Vorwort.

Bei der Bearbeitung der ersten Auflage, bei welcher der ganze Stoff des kulturtechnischen Wasserbaues in einem Bande aufgenommen erscheint, konnte ich selbstredend einzelne Kapitel nicht mit jener Ausführlichkeit behandeln, wie es meine Absicht gewesen wäre. Namentlich wurde das letzte Kapitel: „Kanalisation der Ortschaften und Reinigung der Abwässer" nur in kurzem Umriß — entsprechend dem damaligen Bedürfnisse des Kulturtechnikers und den üblichen Methoden bei der Kanalisation kleiner Ortschaften — gegeben; andererseits gestattete der Raummangel eine ausführlichere Behandlung dieses Stoffes nicht, da der Umfang dieses einen Bandes ohnehin das Maß des Zulässigen erreicht hatte.

Nachdem jedoch dieses Handbuch nicht nur in den Kreisen der Kulturtechniker und Landwirte, sondern auch in jenen der Bauingenieure vielfach Eingang gefunden hatte, glaubte ich, mehrfach geäußerten Wünschen Rechnung tragend, bei Herausgabe der 2. Auflage nicht nur den ganzen Stoff des kulturtechnischen Wasserbaues in zwei Bände trennen, sondern namentlich auch die Kapitel des II. Bandes wesentlich ausführlicher behandeln zu sollen.

Das III. Kapitel: „Die Kanalisation der Ortschaften, Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer" erfuhr eine ganz neue Bearbeitung durch den Konstrukteur an meiner Lehrkanzel, Herrn Dr. Robert Fischer, welcher sich seit Jahren diesem Spezialstudium widmete und auf seinen zahlreichen Studienreisen in Amerika, England, Deutschland und Frankreich namentlich auf dem Gebiete der Reinigung der Abwässer reiche Erfahrungen sammelte, aus welchem Grunde ich Herrn Dr. Fischer ersuchte, die Bearbeitung dieses Abschnittes selbständig zu übernehmen.

Ich benutze die Gelegenheit der nunmehrigen Vollendung des ganzen Werkes mit Vergnügen, um Herrn Dr. Fischer nicht nur für seine diesbezügliche letztere Bereitwilligkeit bestens zu danken, sondern auch seine Verdienste hervorzuheben, welche er sich um seine Mitarbeiterschaft und Unterstützung bei der Herausgabe der 2. Auflage des I. Bandes erworben hat.

Gerne hätte ich bezüglich ausgeführter Wasserversorgungen und Kanalisationen mehr Beispiele gegeben, wenn dies der Umfang und die Kosten dieses Bandes gestattet hätten.

Ebenso habe ich bei Vollendung dieses Bandes noch manche Lücke bemerkt, deren Ausfüllung aus dem gleichen Grunde unterbleiben mußte.

Und so übergebe ich auch diesen II. Band in der Hoffnung der Öffentlichkeit, daß derselbe die gleiche günstige Beurteilung und Aufnahme in den Kreisen der fachkundigen Ingenieure und aller sonstigen Interessenten finden möge, wie dies bei dem I. Bande der Fall gewesen ist, dabei nicht unterlassend, auch diesmal der Verlagsbuchhandlung Paul Parey in Berlin, im speziellen dem Inhaber der Firma Herrn Arthur Georgi für das außerordentliche Entgegenkommen und die vorzügliche Ausstattung des Werkes herzlichst zu danken.

Wien, im November 1907.

Adolf Friedrich.

Inhalt.

I. Die Wasserversorgung der Ortschaften.

II. Die Stauweiherbauten.

III. Die Kanalisation der Ortschaften, Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.

I. Die Wasserversorgung der Ortschaften.

Einleitung.

Mit der permanenten Ansiedelung der früheren Nomadenvölker und der Erbauung stabiler Wohnsitze trat natürlich auch an deren Bewohner die Notwendigkeit heran, das Gemeinwesen einerseits mit dem für Nutz- und Genußzwecke nötigen Wasser zu versehen, andererseits für eine möglichst rasche und in nicht belästigender Weise zu erfolgende Ableitung der nicht verbrauchten Wassermengen, insbesondere jedoch der Regenwässer, der Fäkalien, Schmutzwässer und Abfallstoffe Sorge zu tragen. —

Es tauchten also schon im Altertum die für das Gemeinwesen wichtigen Fragen der Bewässerung (Wasserversorgung) und der Entwässerung (Kanalisation) der Ortschaften auf und drängten die berufenen Vertreter zu deren Lösung. —

Während die im Altertum hergestellten Kanalisationsbauten meist unzureichende waren und den Anforderungen der Hygiene keineswegs entsprachen, war das technische Gebiet der Wasserversorgung durch oft ganz bedeutende, das Staunen der Nachwelt herausfordernde Kunstbauten vertreten.

Leider gerieten diese Zeugen hervorragender Tätigkeit auf dem Gebiete des hygienischen Wasserbaues später in Verfall und wurde auch im Mittelalter und in der Neuzeit diesen wichtigen Aufgaben keine oder nur unbedeutende Aufmerksamkeit gewidmet. —

Erst der neuesten Zeit, den letzten Dezennien des verflossenen Jahrhunderts war es vorbehalten, zum Wohle der Menschheit hier Wandel zu schaffen, und brach sich die allgemeine Erkenntnis der Notwendigkeit einer rationellen, den Ansprüchen der modernen Hygiene entsprechenden Wasserversorgung, selbst der kleinsten Ortschaften, erst im allerletzten Dezennium allmählich Bahn.

Was die antiken Wasserversorgungen der Städte anbelangt, so kannte dieses im Altertum ganz hervorragend vertretene Gebiet der Kulturtechnik mangels entsprechender leistungsfähiger Pumpwerke eine künstliche Hebung des Wassers nicht, sondern wurde das den Flüssen, Seen oder Quellen entnommene oder durch Brunnen und anderweitige Grundwassersammelanlagen neu erschlossene oder endlich das in Zisternen oder künstlich hergestellten großen Staubecken (Stauweiher) gesammelte Meteorwasser immer mit natürlichem Gefälle in das Konsumtionsgebiet geleitet.

Diese Zuleitung erfolgte in offenen Gerinnen oder, was der Kriegsgefahr wegen meistens durchgeführt werden mußte, in geschlossenen unterirdischen Kanalleitungen, welche im allgemeinen der natürlichen Gestaltung des Terrains,

jedoch mit stetigem Gefälle folgend, mitunter auch in durch Felsen zu treibende Stollen übergehen oder mit gewaltigen Aquädukten Täler übersetzen mußten.

Die erste Durchfahrung der Berge mittels eigener Tunnels wird in die Zeit um 700 v. Chr. verlegt.

Dort, wo das Wasser in Röhren floß, wie z. B. durch Tunnels, wurde als Rohrmaterial Stein, Blei oder Ton verwendet.

Druckrohrleitungen waren mit wenigen Ausnahmen mangels eiserner Röhren und entsprechender Dichtung der aus anderem Material hergestellten Rohre den alten Völkern unbekannt. Die älteste der bekannten Druckleitungen aus Steinröhren ist jene zu Patara in Griechenland.

Dieses Volk erkannte auch die Möglichkeit, statt der Aquädukte die Taldurchquerung mittels Siphonleitungen durchzuführen, und weist beispielsweise die Hochdruckleitung von Pergamon einen hydrostatischen Druck von 20 Atmosphären auf.

Auch die Römer machten sich später in einzelnen Fällen diese Erkenntnis der Heberwirkung zunutze, und finden wir bei der Wasserleitung von Alatri die Siphonleitung einem Drucke von 10 Atmosphären ausgesetzt. Auf Grund dieses Umstandes erscheint es nicht leicht erklärlich, warum gerade die römischen Ingenieure nicht Bronze zur Herstellung von Druckrohrleitungen verwendet haben, wodurch kostspielige Aquädukte erspart worden wären. Wohl muß berücksichtigt werden, daß dieser Ersatz überhaupt nur für kleinere Wasserquantitäten gedacht werden kann, nachdem im Altertum der Guß größerer Rohrdurchmesser überhaupt ausgeschlossen war.

Die ältesten Anlagen von Wasserversorgungen sind gleich wie die anderen Bewässerungswerke des Kulturbodens in Ägypten, Babylonien, Assyrien, China und Syrien zu suchen.

Außer direkter Ableitung des Wassers aus dem Nilflusse zum Zwecke der Wasserversorgung, über welche nur sehr spärliche Daten vorliegen, war es insbesondere das System von Brunnenanlagen, durch welches Ägyptens Wasserversorgungswesen repräsentiert erscheint.

Allgemeine geschichtliche Aufzeichnungen über durchgeführte große Brunnenanlagen reichen bis 2500 v. Chr. zurück.

Über China wurden nur sehr spärliche Aufzeichnungen gefunden, aus welchen zu entnehmen ist, daß in den ältesten Zeiten Brunnen oft bis zu sehr bedeutenden Tiefen gegraben worden sein sollen, aus welchen das Wasser mittels Eimer und Seiltrommel gehoben wurde.

Bezüglich Babylonien und Assyrien berichtet Strabo, daß die berühmten hängenden Gärten, deren Basisflächen mit Bleiplatten belegt waren, mit Wasser aus dem Euphrat versorgt wurden und zu diesem Zwecke das Wasser mittels Eimerwerke auf 92 m Höhe gehoben werden mußte.

Unter Assurnâssirpal (884—860 v. Chr.) wurden nachweislich bereits an einzelnen Orten tiefe Brunnen gegraben und unter Senacherib (704 bis 681 v. Chr.) die Wasserleitung der Stadt Ninive (das heutige Nimrud) gebaut, welche der Hauptsache nach aus einem 45 km langen, oft in Felsen tief ausgearbeiteten Zuflußkanal bestand.

Mannigfaltiger in der Art der Durchführung sind die Wasserversorgungsanlagen Syriens, deren älteste durch die Phönizier geschaffen worden sein dürften. Unter diesen ist insbesondere die Quell- und Brunnenfassungsanlage Ras-el-Ain für die Versorgung von Tyrus hervorzuheben, welche ca. 700 v. Chr. anläßlich der fünfjährigen Belagerung von Tyrus durch Salmanassar hergestellt worden sein soll.

Karthago soll eine alte Wasserleitung besessen haben, welche später unter Kaiser Hadrianus (123 n. Chr.) durch einen Neubau ersetzt wurde.

Der punischen Kolonie Motye auf Sizilien wurde das im Gebirge gesammelte Quellwasser durch eine zum Teil aus Zinnröhren bestehende Leitung zugeführt.

Allgemeiner bekannt sind die großen Brunnen in Judäa. Der in der Nähe von Sichem gelegene Jakobsbrunnen soll 23 m tief gewesen sein.

Ein Teil der Wasserversorgung von Jerusalem, die zwischen Bethlehem und Hebron gelegenen Teiche Salomons (1015—975 v. Chr. erbaut), wird dem Einflusse der Phönizier (König Hiram) zugeschrieben.

Jerusalem wurde ehemals durch fünf Leitungen mit Wasser versorgt, von welchen antiken Kanälen heute nur mehr zwei funktionieren, und zwar jener des Mamillateiches und der Siloahquellenleitung, welch letztere auch einen langen, unregelmäßig gekrümmten Tunnel aufweist.

Die heute noch vorhandenen Teiche des Salomon sind drei offene gemauerte, treppenförmig untereinander gelegene Becken, in welchen die in ihrer Nähe entspringenden Quellen gesammelt wurden.

Hervorragend war die Wasserversorgung der Stadt Damaskus, „das Paradies, die Perle des Orients“ mit ihren berühmten Zaubergärten, nicht nur durch die Reichhaltigkeit der Bewässerung, sondern auch durch die weitverzweigte Verteilung des Baradaflußwassers in alle Häuser der großen Stadt.

Halep (Aleppo) verwendete Flußwasser, welches durch Kanäle zugeleitet und zum Teil später durch Schöpfräder gehoben wurde.

In den Ruinen von Palmyra wurden die Überreste großer offener Wasserbassins in der Nähe der Tempel gefunden, in welchen die religiösen Waschungen vorgenommen wurden.

In Hamah (Epiphania) in Syrien wurde das Flußwasser durch große Schöpfräder (bis 25 m Durchmesser) gehoben.

Griechenland. — Religiöser Kultus und frühzeitige Erkennung des eminenten Einflusses eines guten Wassers auf die sanitären Verhältnisse einer Ansiedelung bedingten bei den Griechen bereits im Altertum eine hervorragende Entwicklung der Wasserversorgungstechnik.

Als öffentliche Wasserbezugsorte dienten anfänglich zumeist zahlreiche Brunnen, deren Benutzung allgemein, insbesondere am Lande, nur auf einen gewissen Umkreis (nach dem Solonschen Gesetze vier Stadien = 740 m) gestattet wurde. Die außerhalb dieser Sphäre liegenden Bewohner erhielten erst dann das Recht zur jedoch auch beschränkten Benutzung des nächsten öffentlichen Brunnens, wenn sie nachweisen konnten, bei ihren Brunnengrabungen bis 10 Klafter Tiefe kein Wasser angetroffen zu haben.

Außer diesen Brunnen wurden selbstverständlich auch event. vorhandene Quellen, welche künstlich gefaßt und architektonisch ausgeschmückt wurden, in die öffentliche Benutzung einbezogen und, wo nötig, in späteren Zeitperioden aus größerer Entfernung auch zugeleitet. Wo alle diese Bezugsorte nicht ausreichten, wurden Zisternen oder größere offene gemauerte Reservoirs errichtet und in denselben das Regenwasser gesammelt.

Zu den ältesten Wasserleitungen, welche die Griechen der Sicherheit wegen immer unterirdisch anlegten, gehört die Versorgung von Mykenae und Argos.

Zum größten Teil der Tätigkeit der Tyrannen werden zugeschrieben die Wasserleitungen der Städte Athen, Theben und Megára, sowie von Akragas (Sizilien) und Samos.

Der Stadt Athen wurde das Wasser durch unterirdische Kanäle zugeleitet, welche mit zahlreichen Luft- und Revisionsschächten versehen waren. Während ihrer Blüte, in welcher Periode die Stadt ca. 200000 Einwohner zählte, sollen 18 Wasserleitungen Athen gespeist haben.

Das moderne Athen benützt im rekonstruierten Zustande eine dieser alten Leitungen.

Ein hervorragendes Werk ist die im 6. Jahrhundert v. Chr. erbaute Wasserversorgung von Samos, welche von Herodot beschrieben wurde. Nach demselben wurde das Wasser der sorgfältig gefaßten Leucotheaquelle durch einen 7 Stadien (1100 m langen) Stollen in Tonröhren der Stadt zugeführt und mittels weiterer Rohrleitungen in derselben verteilt.

Dieses durch den Baumeister Eupalinos von Megara erbaute Werk dürfte jedoch schon zur Römerzeit nicht mehr benutzt worden sein; es wurden auch Reste einer römischen Leitung aufgefunden. Die Tonrohre von 600 mm Länge hatten entweder einen kreisförmigen Querschnitt von 180 mm Durchmesser mit Ansatzstutzen oder bildeten ein offenes rechteckiges Gerinne von 170/220 mm Querschnitt. Die Dichtung erfolgte mittels weißen Kitts. Diese letzteren Röhren dürften zur Fortleitung des Wassers im Stollen gedient haben.

Besonders interessant sind auch die Überreste der Leitung von Patara, insbesondere der als Heberleitung (Siphon) gebaute Aquädukt daselbst, bei welchem die auf der Krone des 9,6 m hohen Aquäduktes liegenden Steinröhren als eine der ältesten Druckrohrleitungen Griechenlands hervorzuheben sind.

Aus der sehr bedeutenden Anzahl der anderen Städte Griechenlands und seiner Kolonien, welche mit Wasser versorgt wurden, wäre ferner die hervorragende Hochdruckleitung von Pergamon hervorzuheben.

Den Erhebungen Gräbers und Gieblers zufolge dürfte diese Leitung unter dem pergamonischen Könige Eumenes II. (197—159 v. Chr.) erbaut worden sein.

Die beiden erwähnten Ingenieure haben aus dem aufgedeckten Hochreservoir und den anderen Terrainkoten der durch die vorgefundenen Lochsteine festgestellten Rohrtrasse konstatiert, daß diese Leitung in den tiefsten Punkten einem Wasserdrucke von 17—20 Atmosphären ausgesetzt gewesen

sein mußte, eine Inanspruchnahme, welche den Betriebsdruck unserer heutigen modernen Leitungen von höchstens 10 Atmosphären wesentlich überschreitet. (Zu bemerken ist, daß unsere gußeisernen Röhren einem maximalen Probedruck von 20 Atmosphären, Mannesmann-Stahlröhren einem solchen von 50 Atmosphären ausgesetzt werden können.)

Leider wurden Reste dieser antiken Druckrohrleitung nicht gefunden, daher die Frage bezüglich Rohrmaterial und Dimensionierung heute noch eine ungelöste ist.

Hingegen wurde nach den Untersuchungen Schucharts gefunden, daß das Wasser der Quellen 60 km weit durch eine dreifache Tonrohrleitung dem Hochreservoir zugeführt wurde. Die aufgefundenen Röhren der Zuleitung haben 180 mm Lichtweite, sind 480 mm lang und 60—90 mm stark. —

Abweichend in der Art der Wasserbeschaffung und dem Umfange des hierzu nötigen Reservoirs ist unter anderem die Wasserversorgungsanlage von Alexandria. 360 Zisternen, darunter zwei- bis vieretagige, gewölbte unterirdische Reservoirs, in bedeutenden Dimensionen ausgeführt, wurden zeitweilig (beim Anschwellen des Nils) durch unterirdische Zuleitungskanäle aus dem 20 m breiten Alexandriakanal mit Nilwasser gefüllt und sodann die Zuleitungsstollen wieder geschlossen.

Römisches Reich. — Die Wasserversorgungen der Römer, bei welchen dieser Zweig des Wasserbaues seine höchste Entwicklung im Altertum erreicht hat, sind insbesondere dadurch charakterisiert, daß die Zuleitungen sich nicht immer dem Terrain anschmiegten, sondern die Trasse derselben ohne Rücksicht auf die zu überwindenden Höhenunterschiede und damit verbundenen Schwierigkeiten mit möglichst gleichbleibendem Gefälle entwickelt wurden und daher Berge mittels Tunnels durchfahren und Täler mittels Aquädukten von oft kolossalen Dimensionen übersetzt werden mußten. Diese letzteren prächtigen und die Bewunderung herausfordernden Bauten, welche in allen Teilen des großen römischen Reiches noch heute als Reste seiner einstigen Größe und Kultur anzutreffen sind, geben in erster Linie das Zeugnis von der hervorragenden Tätigkeit der Römer auf dem Gebiete des Wasserversorgungswesens.

Unsere moderne Zeit, welche nicht über jene verhältnismäßig kolossalen Geldmittel für solche Bauten und nicht über jene billige Arbeitskraft verfügt, welche den alten Völkern insbesondere im Sklavendienste zu Gebote stand, muß sich mit weniger prunkvollen Monumentalbauten begnügen und benutzt überall dort die widerstandsfähigen Eisenrohre zur Fortleitung des Wassers, wo nicht besondere örtliche Verhältnisse oder die bedeutende Größe des sekundlich zu transportierenden Wasserquantums die Anlage von Aquäduktleitungen bedingen.

Die Zuleitungen der Römer bestanden selten in offenen Gerinnen; zumeist waren es gemauerte Kanäle, Stollen oder Rohrleitungen aus Blei oder Ton, in seltenen Fällen aus durchbohrten viereckigen Tuffblöcken gebildet.

Aus der Baukunst Vitruvius' (Zeitperiode um Christi Geburt) ersehen wir unter anderem die als notwendig vorgeschriebenen Rohrstärken und die Art der Dichtung dieser Leitungen.

So gibt Vitruvius als normale Länge der zu gießenden Bleiröhren (Bleiplatten?) 10 Fuß (3 m) an. Bei Annahme dieses Normalmaßes soll eine 100zöllige (260 mm) Röhre (centenaria fistula) 1200 Pfund (393 kg), die kleinsten 5zölligen (125 mm) Röhren 60 Pfund (19,6 kg) wiegen (1 römisches Pfund = 327,6 g). Hierbei bedeutet obiges Maß jedoch nicht den Durchmesser der Röhren, sondern die Breite der Bleiplatten, aus welchen die Röhren gebogen und sodann gelötet oder mit Mastix, event. auch durch umschließendes Mauerwerk gedichtet wurden. Der Querschnitt der Bleiröhren war kein kreisförmiger, sondern ein eiförmiger, mit der Spitze nach oben gerichtet. Die Lötung erfolgte nicht mit Zinn, sondern mit Blei.

Die Stöße der Röhren wurden durch Ineinanderschieben und Löten oder durch Umlegung mit Muffen gedichtet.

Die Zuleitungen aus gebrannten Tonröhren wurden nicht unter 2 Zoll (50 mm) stark hergestellt, die Dichtung der Stöße durch Einschieben des kegelförmig geformten Schwanzendes und Ausgießen mit einem Brei, aus ungelöschtem Kalk mit Öl angemacht, durchgeführt.

Die Verteilungsleitungen waren aus Blei oder Ton hergestellt, und gibt Vitruvius den letzteren mit Rücksicht auf die Gefährlichkeit der sich event. bildenden Bleisalze den Vorzug.

Trotzdem gelangten in Rom zumeist nur Bleiröhren zur Verwendung.

Aus den Ausführungen des hervorragenden römischen Ingenieurs Frontinus (im Jahre 96 n. Chr. Curator aquarum: kaiserlicher Verwalter der Wasserwerke Roms, im Jahre 100 unter Trajan Konsul) geht hervor, daß die wissenschaftlichen Kenntnisse auf dem Gebiete der Hydraulik nur sehr primitive waren. Geschwindigkeitsmessungen kannte man damals noch nicht und man hatte von dem Einflusse derselben, bezw. der Druckhöhe auf das Ausflußquantum nicht die richtige Vorstellung.

So sagte unter anderem Frontinus: „Jedes Wasser, das von einem höheren Orte kommt und nach kurzem Lauf in das Wasserschloß fällt, entspricht nicht nur seinem Maß, sondern liefert noch Überfluß; so oft aber das Wasser aus einem niedrigen Orte, also mit geringerem Gefälle, einen weiteren Weg geleitet wird, büßt es durch die Trägheit der Leitung an Maß ein.“ Auf diesen reinen Empirismus auf dem Gebiete der Hydrotechnik finden wir nicht nur im Altertum, sondern bis zum vorigen Jahrhundert herauf alle wasserbaulichen Durchführungen basiert.

Die Zumessung des Wassers an die Privatleitungen erfolgte durch eine Art Wassermodulus (Wasserzoll), welcher von Vitruvius herstammen soll.

Die Einheit war der „Quinarius“, ein Wasserquantum, welches durch ein vertikales Rohr von 30 mm Durchmesser und 300 mm Länge abfloß, wobei der Zuflußwasserspiegel 330 mm über der Einflußöffnung permanent stehen mußte. Dieser Quinarius soll einem Ausflußquantum von 420 l in 24 Stunden entsprochen haben, was jedoch der Berechnung nach nicht stimmt.

Als älteste Anlage städtischer Wasserversorgungen ist jene der Metropole Rom anzusehen.

Nach Frontinus (um 100 n. Chr.) wurde Rom durch neun Leitungen, die Aqua Appia Claudia (311 v. Chr.), Anio vetus (271 v. Chr.), Marcia (145

v. Chr.), Tepula (126 v. Chr.), Julia (34 v. Chr.), Virgo (21 v. Chr.), Alsietina (19 v. Chr.), Claudia (50 n. Chr.) und Anio novus (53 n. Chr.), im 6. Jahrhundert n. Chr. (nach Procopius) durch 14 Leitungen mit Wasser versorgt, indem zu den früher angeführten Leitungen noch die 111 n. Chr. gebaute Aqua Traiana (die heutige Aqua Paolo), die Severiana (ca. 225 n. Chr.), ferner die Aqua Antoniniana, die Alexandrina (Hadriana) und die Aqua Aureliana hinzugekommen sind. Der älteste römische Aquädukt, die Aqua Appia, wurde während der Republik von Gajus Plautius (358 v. Chr.) begonnen und (311 v. Chr.) durch Appius Claudius Crassus vollendet.

Die Zuleitungskanäle lagen zumeist unterirdisch oder übersetzten auf hohen Bogenstellungen (im engeren Sinne Aquädukt genannt) die Täler.

Der Querschnitt der gemauerten Kanäle war ein rechteckiger, die Decke gerade, dachförmig oder halbkreisförmig (gewölbt); ihre lichte Breite schwankte zwischen 0,50 und 1,70 m, ihre Höhe von 1—2,70 m. Der größte in Fels eingetriebene Stollen hatte bei 1 m Breite eine Höhe von 2,3 m.

Die ersten sechs Wasserleitungen wurden unter der Republik, die anderen zur Zeit des Kaiserreiches gebaut.

Die Angaben über die Menge des Wassers, welche durch diese Leitungen der Stadt Rom täglich zugeführt wurde, variieren nach den einzelnen Forschern zwischen $1^1/_2$ Millionen und 600000 m^3, alles riesige Quantitäten, welche einen immensen Wasserüberfluß bedeuten würden, wenn dieses Wasser auch wirklich in der Stadt konsumiert worden wäre. Durch Beschädigungen und natürliche Undichtheiten der Aquädukte ging überdies ein größerer Teil des Wassers verloren und gelangte somit gar nicht in die Stadt. Noch heute verfügt Rom über kolossale Wassermengen, indem für häusliche Zwecke allein 500 l, für den Gesamtgebrauch 700 l pro Kopf und Tag zur Verfügung stehen, während den heutigen Anforderungen einer modernen Wasserleitung 150 l pro Kopf vollkommen entsprechen.

Nach Herschel soll dem antiken Rom während der Blütezeit pro Kopf und Tag ein Wasserquantum von 230 l zur Verfügung gestanden haben.

Nachdem die Einwohnerzahl Roms zur Zeit seiner höchsten Entwicklung mit 800000 Einwohner andererseits angegeben wird, so entspricht dies einem Tagesquantum von bloß 184000 m^3 für das antike Rom; für das heutige Rom mit kaum 600000 Stadtbewohnern würde für den Gesamtverbrauch mit ca. 650—700 l pro Kopf (also inklusive des Fontänenbedarfes und anderen öffentlichen Gebrauchswassermengen) höchstens ein verfügbares Zuflußquantum von 400000 m^3 resultieren. Nach anderen statistischen Daten wird für Rom eine Einwohnerzahl von 300000, für den maximalen Bedarf pro Kopf 1105 l angegeben.

Alle diese Zahlen stimmen also mit den sonst üblichen, in der Literatur angegebenen Mengen nicht überein.

Die sichtbaren Teile der Leitung, also insbesondere die imposanten Aquädukte erforderten große Reparaturen. So mußte Caracalla um das Jahr 212 n. Chr. bedeutende Ausbesserungen an der Marcia vornehmen, während jedoch diesen Bauwerken unter den späteren Kaisern nicht die nötige Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Erst Arcadius und Honorius

(400 n. Chr.) und später der Ostgotenkönig Theoderich (493—526 n. Chr.) beschäftigten sich intensiver mit der Instandhaltung der Wasserleitungen.

In den Kriegen des Ostgotenkönigs Vitiges gegen Belisar (540 n. Chr.) wurden die Aquädukte zum Teil zerstört. Die letzte der noch später funktionierenden Aqua Traiana kam 549 n. Chr., kurz vor dem Ende des ostgotischen Reiches, auch in Verfall. Erst unter der Herrschaft der Päpste (776 n. Chr.) begannen wieder die Rekonstruktions- bezw. Ausbesserungsarbeiten bei den Aquädukten und die Instandsetzung der Wasserleitungen.

In neuester Zeit wird Rom durch vier Wasserleitungen versorgt, und zwar die Aqua Vergine (erneuert im Jahre 1450), die Aqua Marcia (Aqua Pia, im Jahre 1870 unter Pius IX. rekonstruiert, deren Zuleitungskanal 52 km lang ist), die Aqua Felice, von Sixtus V. (1585—1590) errichtet, und die Aqua Paolo, während der Regierung Pauls V. (1605—1621) erbaut.

Der bedeutende Umfang der Wasserleitungen der alten Urbs Roma kann aus nachstehenden Zahlen entnommen werden:

Die früher angeführten neun ältesten Leitungen, welche das Wasser einzelner Quellen, sowie des Flusses Anio und des alsietinischen Sees der Stadt zuführten, hatten zusammen eine Länge von 436 km, von welcher ca. $2^1/_2$ km auf Tunnels und ca. 63 km auf Aquädukte (Bogenstellungen) entfielen.

Das Wasser wurde dem sich steigernden Bedürfnisse entsprechend mit immer größerer Druckhöhe in die Stadt eingeleitet, wodurch sich die Notwendigkeit ergab, die Aquädukte immer mehr zu erhöhen, bezw. eine Leitung über die andere hinwegzuführen. Dadurch erreichten die Aquäduktbrücken, in zwei bis drei Etagen angeordnet, ganz bedeutende Höhen.

So erheben sich die Bogenstellungen der Aqua Claudia bis zu 32 m über die Talsohle.

Die Qualität des zugeleiteten Wassers war entsprechend den Entnahmestellen eine sehr verschiedene; einige Leitungen konnten nur als Nutzwasser Verwendung finden. Das zumeist sehr harte, kalkreiche Quellwasser hatte 18—27 Härtegrade, überschritt also zumeist die von unseren Gesundheitskommissionen normierten allgemeinen Grenzen.

Zur Ablagerung der bei Trübungen des Wassers mitgeführten Sedimente dienten eigene Absatz- und Klärungsbassins, Piscinae genannt, welcher Name auch auf die gleichzeitige Verwendung als Fischbassins hindeutet. Diese Bauwerke, oft aus zwei Etagen bestehend, weisen mitunter ansehnliche Dimensionen auf. Der Fassungsraum der Piscinen entsprach zumeist dem maximalen Stundenzuflußquantum.

Nebstdem finden wir eigene Wasserschlösser (Kastella), zumeist dreikammerig erbaut, aus welchen die Wasserverteilung direkt in der Weise erfolgte, daß aus der mittleren Kammer, welche durch den Überlauf der beiden anderen Abteilungen gespeist wurde, die öffentlichen Springbrunnen, aus den letzteren die Bäder und Privatzuleitungen versorgt wurden.

Die Bewilligung zur Zuleitung in die Privathäuser wurde ausschließlich nur vom Kaiser zumeist als Belohnung für geleistete Dienste erteilt.

Die Wasserrechtsverhältnisse Roms weisen überdies noch viele andere höchst interessante Details auf, auf welche einzugehen hier die Zeit mangelt.

Außer den Wasserversorgungsanlagen der Stadt Rom wären in Italien selbst unter anderen noch die 173 v. Chr. durchgeführten Leitungen für Fondi, Pisanus und Pollentia, ferner jene von Neapel und Alatri hervorzuheben.

Insbesondere ist es die um das Jahr 100 v. Chr. gebaute Wasserleitung von Alatri, welche technisch dadurch interessant ist, daß bei derselben die Römer sich der Vorteile einer Heber-(Siphon)-Leitung bedienten, bei welcher 100 mm weite Bleiröhren von 10—35 mm Fleischstärke in Verwendung kamen, die einem maximalen Wasserdrucke von 10 Atmosphären ausgesetzt waren.

In den römischen Kolonien sind hervorzuheben die Wasserversorgungen von Lyon, Pergamum, Arelatum (Arles) und Aspendus, welche ebenfalls Heberleitungen besaßen.

In der Zuleitung für Lyon waren 3 Siphons eingeschaltet, von welchen der mittlere, aus 10 Bleirohrsträngen bestehend, 123 m Höhenunterschied (Pfeilhöhe, 12 Atmosphären Überdruck) aufwies.

Der Siphon von Pergamum (römische Leitung) war, nur einem Wasserdrucke von 26 m ($2^1/_2$ Atmosphären) ausgesetzt, aus Tonröhren gebildet.

Als besonders hervorragende Bauwerke in den römischen Kolonien Europas sind noch die durch ihre gewaltigen Dimensionen imponierenden Aquädukte (Brückenleitungen) hervorzuheben.

In Gallia (Frankreich): der ca. 18 v. Chr erbaute Pons du Gard für die Wasserleitung von Nemausus (Nimes), eine mächtige Brücke aus drei übereinander angeordneten Bogenstellungen, deren einzelne Bogen (im ganzen 256 Stück) bis 24 m Spannweite besitzen. Das zur Übersetzung des Garonnetales bestimmte 2000 m lange Bauwerk hat eine größte Höhe von ca. 45 m über dem Wasserspiegel des Flusses. Weiter sind hervorzuheben die Aquädukte von Vienna, Antibes und Sens.

In Spanien: der Aquädukt von Tarragona (anfangs der christlichen Zeitrechnung erbaut) in zwei Bogenstellungen von zusammen 30 m Höhe, ferner der Aquädukt von Chelves und Merida, endlich jener von Segovia (unter Trajan gebaut), das größte der erhaltenen römischen Bauwerke Spaniens. Seine größte Höhe beträgt 31 m bei einer Länge von 818 m. Die Brücke besteht aus 109 Bogen, welche in zwei Etagen übereinander angeordnet sind.

In Deutschland finden sich gleichfalls Überreste römischer Wasserleitungen in den Städten Köln, Mainz, Metz und Straßburg, in Österreich jene von Vindobona und Carnuntum.

Außer den bereits angeführten Wasserleitungen in Pergamum und Aspendus haben die Römer auch in Kleinasien eine große Anzahl derartiger Werke, mitunter auch auf Kosten der betreffenden Gemeinden geschaffen.

Erwähnt seien hier unter anderen die Städte Nicomedia, Alexandria-Troas, Mytilene, Ephesus und Antiochia in Syrien.

Unter den römischen Wasserwerken in Afrika ragt insbesondere die Leitung für Karthago hervor, welche eine Länge von 132 km besessen haben soll; einer der im Zuge der Leitung befindlichen Aquädukte, welcher unter Septimus Severus (193—211 n. Chr.) gebaut wurde, hatte eine Höhe von 40 m.

Byzantinisches Reich. — Die oströmischen Wasserleitungen, die jedoch größtenteils nicht mehr aus der Periode des Altertums stammen, sondern bereits dem Mittelalter angehören, weisen zum Unterschiede von den weströmischen in bezug auf die Wasserbeschaffung insoweit wesentliche Unterschiede auf, als hier wieder zahlreiche Anlagen von Stauweihern anzutreffen sind, welche jedoch in ihren Dimensionen sehr bescheiden und oft nur als künstlich ausgehobene kleinere Teiche von rechteckiger Grundrißform durchgeführt erscheinen.

Unter allen diesen Anlagen ist die Wasserversorgung von Konstantinopel die bedeutendste.

Unter den antiken Bauobjekten dieser Anlage muß insbesondere der Aquädukt des Valens hervorgehoben werden, welcher, um das Jahr 368 n. Chr. gebaut, eine Höhe von ca. 23 m hat und die Bogenstellungen in zwei Etagen durchgeführt erscheinen. Der ursprünglich gegen 1200 m lange Aquädukt wird nach wiederholt durchgeführten Reparaturen auch noch heute notdürftig benützt.

I. Die moderne Wasserversorgung der Ortschaften.

Das große Gebiet der Kulturtechnik umfaßt, wie bekannt, insbesondere 2 Hauptgruppen des Wasserbaues, welche wir unter der allgemeinen Bezeichnung Entwässerung und Bewässerung zusammenfassen. Diese Bezeichnung umfaßt jedoch nicht allein die Zu- und Abführung, also die zweckentsprechende Wasserverteilung auf den landwirtschaftlich benutzten Grundstücken (Felder und Wiesen) zum Zwecke der Erhöhung der Bodenertragsfähigkeit derselben, sondern es gehört in die große Gruppe der Ent- und Bewässerungsarbeiten auch die Ableitung des überflüssigen oder die Zuleitung bezw. Ergänzung des fehlenden Wassers in Ortschaften im allgemeinen und in bewohnten Räumen im speziellen. Während die Kanalisation den Zweck der Entwässerung verfolgt, ist es Aufgabe der Wasserversorgung, menschliche Wohnräume insbesondere mit dem nötigen Wasser für Trink- und Nutzzwecke zu versehen. Das Wasser kann oft nur zum Genusse für Menschen und Tiere verwendet werden, in welchem Falle wir es mit einer Trinkwasserleitung zu tun haben, deren Zweck es ist, das qualitativ und quantitativ entsprechende Wasser sowohl für Trink- als auch für Haushaltungszwecke zu beschaffen; zu dem letzteren gehört das Wasser, welches beim Kochen und Reinigen im Haushaltungswesen benötigt wird. Jenes Wasser, welches zu allen anderen Zwecken benutzt wird und an welches naturgemäß andere Ansprüche in qualitativer wie insbesondere in quantitativer Richtung gestellt werden müssen, wird allgemein Nutzwasser genannt, und ist es Aufgabe einer Nutzwasserleitung, diesen verschiedenen und größeren Bedarf zu decken.

Als Ideal bei Aufstellung eines Projektes für eine Wasserversorgung hat die einheitliche Beschaffung eines sowohl für Trink- als Nutzzwecke entsprechenden Wassers zu gelten. Wohl ist dieses anzustrebende Ziel insbesondere bei größeren Ortschaften und Städten nicht immer zu erreichen.

Um beurteilen zu können, ob das zur Verfügung stehende Wasser überhaupt verwendbar ist und im speziellen zu Trink- oder Nutzzwecken benutzt werden oder endlich gleichzeitig beiden dienen kann, ist es notwendig, in erster Linie der Frage der Qualität und der Quantität des Wassers näher zu treten.

A. Eigenschaften des Wassers.

I. Trinkwasser.

Ein gutes Trinkwasser muß klar und farblos, wohlschmeckend und gesund sein und eine möglichst gleichbleibende Temperatur von 7—10° C. besitzen. Die Reinheit des Wassers ist eine jederzeit mehr oder weniger leicht zu erreichende Bedingung, indem einerseits das meiste Quell- und Grundwasser an und für sich in vollkommen klarem Zustande gewonnen wird, andererseits es jederzeit möglich ist, durch technische Maßnahmen eine eventuelle künstliche Reinigung zu erzielen. Zu diesen Mitteln gehören die Sedimentation und die Filtration, über welche später gesprochen werden soll. Unter dem Begriffe „rein" ist nicht nur die Eigenschaft der Durchsichtigkeit verstanden, sondern es soll das Wasser auch jenes Aussehen besitzen, welches wir „kristallklar" nennen. (Bei anderen Getränken, wie Bier und Wein, pflegt man diese Eigenschaft als „Glanz" zu bezeichnen.) Zur Beurteilung dieser vollkommensten Reinheit des Wassers in mechanischer Beziehung bedient man sich am besten eines nicht zu kleinen geschliffenen, aus ganz reinem Glase gefertigten Trinkgefäßes oder einer Flasche. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß ein Wasser in verhältnismäßig dünnen Schichten ganz klar erscheinen kann, während es bei größerer Tiefe der Wasserschichte eine Trübung etc., meist durch das Vorhandensein von sehr fein verteilten Sedimenten bedingt, aufweist. Insbesondere ist dies bei Flußwasser zu beobachten, das künstlich gereinigt (filtriert) zu Trinkzwecken verwendet wird. Um in dieser Beziehung eine Norm zu schaffen, hat man eigene Apparate konstruiert, die im wesentlichen darin bestehen, daß eine beliebig weite Glasröhre mit dem auf seine Klarheit zu untersuchenden Wasser gefüllt und konstatiert wird, ob bei einer gewissen Höhe der Wassersäule ein Faden, Kreuz oder irgend ein kleiner Gegenstand noch vollkommen deutlich wahrzunehmen ist. Bei diesem Versuche kann auch die Farblosigkeit des Wassers beurteilt werden. Die zweite Eigenschaft eines guten Trinkwassers besteht in dem „Wohlgeschmack" desselben. Dieser Begriff ist nur relativ aufzufassen, indem das Wasser eigentlich „geschmacklos und geruchlos" sein soll, auch keinen faden Geschmack besitzen darf.

Der Geruch kann bei moorigen Quellgründen durch chemische Beimengungen, sonst zumeist durch das Vorhandensein aufgelöster Gase etc. bedingt sein.

Der sogen. Geschmack, im günstigen Sinne aufgefaßt, ist einerseits bedingt durch die Härte des Wassers, andererseits durch das Vorhandensein einer gewissen Menge halbgebundener und freier Kohlensäure, welche neben der entsprechenden, nicht zu hohen Temperatur das Wasser frisch und schmackhaft macht. Ist das Wasser zu weich und kohlensäurearm, dann schmeckt es „fad" oder „schal". Wenn auch durch einen Gehalt an Kohlensäure das Wasser appetitanregend und damit sanitär sehr günstig auf die Verdauung wirkt, so darf dieser Gehalt an Kohlensäure doch nicht jenen Grad erreichen, welcher das Wasser zu einem sogen. „natürlichen Säuerling" stempelt.

Unter der Härte des Wassers versteht man das Mengenverhältnis der in einer bestimmten Menge Wasser gelösten Mineralsalze, insbesondere der kohlen- und schwefelsauren Kalk- und Magnesiasalze.

In Deutschland entspricht 1 (deutscher) Härtegrad 1 Teil Kalk (CaO) in 100000 Teilen Wasser oder die äquivalente Menge Magnesia (MgO), wobei 1,0 Teil $MgO = 1{,}4$ Teilen CaO entspricht.

Ein französischer Härtegrad entspricht einem Gehalte von 1 Teil CaO, CO_2 (kohlensaurem Kalk) in 100000 Teilen Wasser. Es ist also 1 französischer Härtegrad = 0,56 deutschen Härtegraden.

Die einfachste Methode zur Beurteilung der Härte des Wassers besteht, wie in der allgemeinen Meliorationslehre (1. Band) bereits beschrieben, darin, daß die gelösten Kalk- und Magnesiasalze mittels einer genau titrierten alkoholischen Seifenlösung (z. B. nach Boudron und Boudet), welche aus einer Tropfbürette dem Wasser nach und nach zugesetzt wird, herausgefällt werden. Gewöhnlich werden bei den französischen Hydrotimetern (Härtemessern) 40 m^3 Wasser der Untersuchung unterzogen und die erfolgte Neutralisierung aus der Bildung eines ca. 1 cm hohen, feinblasigen, wenigstens 5 Minuten haltenden Seifenschaumes geschlossen. Die Menge der verbrauchten Seifenlösung (auf der Tropfbürette direkt in einer französischen Graden entsprechenden Skala eingeteilt) gibt direkt die Härte des Wassers an.

Nach dem Maße der Härte unterscheidet man harte und weiche Wässer. Vom Standpunkte des Hygienikers bezw. Hydrotechnikers pflegt man ein Wasser, das über 5—6 deutsche Härtegrade besitzt, bereits zu den harten zu zählen, während der Chemiker ca. 15° als Grenze annimmt und Wässer über 30° erst als sehr hartes bezeichnet. Soll das Wasser gesund sein, so darf es unter normalen Verhältnissen 20 Härtegrade absolut nicht überschreiten. Die allgemein zuträglichste Härte ist 8—10°, also ziemlich entsprechend den Temperaturgraden in Celsius. Die für den Gaumen angenehmste Temperatur zum Trinken im Hochsommer ist 10° R. = 12,5° C., welches Wasser immerhin noch als ein frisches, der Gesundheit zuträgliches bezeichnet werden muß. Hartes Wasser ist für Nutzzwecke, insbesondere Industrien, ebenso auch zum Kochen schlecht geeignet (Kesselsteinbildung und Hartbleiben der Hülsenfrüchte beim Kochen). Es ist im allgemeinen bei Lösung einer Wasserversorgungsfrage selten möglich, ein Wasser von der gewünschten Härte auswählen zu können, sondern es muß eben mit dem vorhandenen gerechnet werden. Hierbei muß nochmals bemerkt werden, daß es zumeist in sanitärer Richtung gar nicht rätlich erscheint, dort, wo es auch durchführbar wäre, der seit jeher beispielsweise an sehr hartes Wasser gewöhnten Bevölkerung plötzlich ein sehr weiches Wasser zur Verfügung zu stellen.

Diese Grenze, vom sanitären Standpunkte aus aufgefaßt, wird im allgemeinen sehr schwanken und sich nach dem früher vor der Einführung der Wasserleitung verfügbaren Wasser richten. Ortschaften, welche ehedem auf Wasser aus Letten-, Mergel- oder Gipsschichten mit 30—40 Härtegraden angewiesen waren, werden 20° als Grenze um so mehr akzeptieren müssen, als

in der nächsten Umgebung infolge der geognostischen Beschaffenheit der wasserführenden Hangend- oder Liegendschichten vielleicht überhaupt ein weicheres Wasser nicht beschafft werden kann. Der Bevölkerung von Ortschaften, welche seit Menschengedenken an das sehr weiche Wasser der kristallinischen Schiefer-, Granit- und Quarzsandgebiete etc. gewöhnt waren, würde ein Wasser von 10—15 Härtegraden, wenigstens solange die Reaktion auf die Verdauungsvorgänge durch Gewohnheit nicht aufgehoben ist, viel zu hart erscheinen. Im übrigen soll der Härtegrad auch ein solcher sein, daß das Wasser ohne wirtschaftliche Nachteile zu allen häuslichen und gewerblichen Zwecken verwendet werden kann. Das Wasser muß ferner in chemischer Beziehung rein sein, d. h. es darf insbesondere der Gehalt an organischer Substanz eine gewisse Grenze nicht überschreiten; dieselbe beträgt nach einigen Chemikern ca. $\frac{35}{1000000}$. Derzeit wird diese Grenze durch die Menge des zur Oxydation der organischen Substanz verbrauchten übermangansauren Kalilösung (zumeist 10 mg pro Liter) fixiert.

Ferner soll der Gehalt an Magnesia 40 mg im Liter nicht übersteigen, salpetrige Säure und Ammoniak, ferner Schwefelwasserstoff vollständig fehlen und Chlor nur in Form von Kochsalz (*ClNa*) vorkommen. Wie persönlich verschieden die Ansichten über gewisse zulässige Grenzen der im Genußwasser gelösten Stoffe sind, kann aus nachstehender Tabelle entnommen werden. (Fischer, „Das Wasser" etc.)

Tabelle über zulässige Grenzwerte chemischer Bestandteile.
(Milligramm pro Liter.)

Benennung:	Reichardt 1872	F. Fischer 1873	Tiemann 1874	Englische Kommission 1874	Brüsseler Kongreß 1885	Schweizer Kongreß 1888	Tiemann und Gärtner 1889
Gesamtgehalt an organischen Stoffen (ermittelt durch übermangansaures Kali) .	2—10	8—16	6—10	—	10	10	6—10
Darin:							
Organischer Kohlenstoff . .	—	—	—	2	—	—	5
„ Stickstoff. . .	—	—	—	0,3	0,1	0,05	0,2
Salpetrige Säure	—	0	0	—	—	0	0
Ammoniak	—	0	0	—	—	0	0
Salpetersäure.	4	27	5—15	—	2	20	5—15
Chlor	2—8	36	20—30	—	8	20	20—30
Schwefelsäure	2—63	80	80—100	—	60	—	60—100
Abdampfrückstand	100—500	—	500	—	500	500	500
Gesamthärte (deutsche Grade)	18	17—20	18—20	—	20	—	18—20

Die von den österr. k. k. allgemeinen Untersuchungsanstalten für Lebensmittel in Wien, Prag etc. durchgeführten Analysen für Wasserversorgungszwecke enthalten im Befund nachstehende Daten:

a) Äußere Beschaffenheit (Aussehen, Farbe, Geruch, Geschmack).

b) Reaktion (gegen Lackmus, gegen Rosolsäure).

c) Bodensatz.

d) Bakteriologischer Befund (Zahl der entwickelten Mikrobien-Kolonien pro 1 cm^3 Wasser binnen . . . Tagen.

e) Chemische Beschaffenheit: In 1 Liter Wasser sind enthalten Milligramme. Abdampfrückstand bei 100° C.; Trockenrückstand bei 170° C.; Glüh rückstand; Glühverlust; Eisenoxydul, Eisenoxyd, Kalk, Magnesia, Kali, Natron, Ammoniak, Albuminoid-Ammoniak, Chlor, salpetrige Säure, Salpetersäure, Schwefelsäure, Phosphorsäure, Kieselsäure, Kohlensäure (freie, halbgebundene, gebundene), Schwefelwasserstoff, schwere Metalle, Kaliumpermanganat zur Oxydation der organischen Stoffe, endlich Gesamthärte (deutsche Grade) und bleibende Härte.

Der „Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege in Düsseldorf" stellte 1876 diesbezüglich folgenden Satz auf: „Was die Beschaffenheit des Wassers anbetrifft, so können Grenzwerte für die erlaubte und unschädliche Menge fremder Bestandteile im Wasser zurzeit nicht festgestellt werden. Die Hauptsache ist, daß durch die Art der Anlage eine Verunreinigung durch animalische Abfallstoffe und exkrementelle Stoffe ausgeschlossen ist." Gehalte an Mineralgiften, Arsen, Blei etc., wenn auch noch so klein, schließen eine Verwendung des Wassers als gewöhnliches Trinkwasser (nicht Mineralwasser) völlig aus. Ein Eisengehalt des Wassers in Form von Eisenoxydul bildet wohl keine gesundheitsschädliche Verunreinigung des Wassers, sobald derselbe nicht größer als 0,1—0,15 mg pro Liter ist, nur wird der Eisengehalt durch das Ausfällen des durch Zutritt der Luft in Eisenoxydhydrat verwandelten unlöslichen Rostpulvers bei vielen Verwendungen des Wassers sehr lästig. Das gleiche gilt von dem Mangangehalt, der besonders in neuerer Zeit bei Grundwasserversorgungen plötzlich in großer Menge sich vorfand, so beispielsweise in Breslau im Jahre 1906, in deren Anlage nach einem Hochwasser plötzlich kolossale Mengen von Mangansulfat und Eisen auftraten, welche im Maximum 300 mg, im Durchschnitt 130 mg pro Liter betrugen.

Der größere Eisengehalt in einem aufgeschlossenen Grundwasser ist insbesondere dadurch bedenklich, daß die Oxydulstufe nur bei mangelndem Sauerstoff auftritt, was besonders bei versumpften Böden der Fall ist, deren Wasser als solches insbesondere seines Reichtumes an organischer Substanz wegen vom Genusse auszuschließen ist. Im übrigen läßt sich manches im Brunnen aufgeschlossene, anfangs eisenhaltige Wasser durch längeres Auspumpen oder durch kräftige Luftoxydation (Aeration) in einen brauchbaren Zustand überführen. Die letztere Methode besteht darin, daß das Wasser entweder in dünnen Schichten langsam über breite Stufen (Terrassen), welche mit grobem Schotter oder Reisig bedeckt sind, überrieselt und sodann in ein Absatzbassin geleitet wird, wo die Sedimentierung des unlöslichen Eisenoxydhydrates stattfinden kann, oder aber aus einer eigens konstruierten Rieselanlage kombiniert mit einer Sandfiltration.

Leider muß bei großen Grundwasserversorgungen sehr häufig mit dem Auftreten von Eisen im Wasser und dem kostspieligen Prozeß einer Enteisenung gerechnet werden.

Die Art des Vorkommens von Eisen- und in seltenen Fällen auch von Manganverbindungen im Untergrund, sowie ihre Bildung kann eine lokal oft sehr verschiedene sein.

So äußerte sich rücksichtlich der epochalen Katastrophe in Breslau (1906) Professor Luedecke über die Ursachen der plötzlichen Verunreinigung des Wassers dahin, daß im Oderschwemmland Schichten eingelagert sind, welche beträchtliche Mengen von Schwefeleisen enthalten, wie sich solches in den meisten mit Wasser vollständig gesättigten Bodenschichten, in Sümpfen und Mooren bildet und hier erst dann einer Veränderung unterliegt, wenn der Grundwasserspiegel gesenkt wird (z. B. durch Auspumpen), wonach sodann durch den Sauerstoff der in den Boden eindringenden Luft das Schwefeleisen in schwefelsaures Eisenoxydul (Eisenvitriol) umgesetzt wird, welches Salz bekanntermaßen in Wasser leicht löslich ist. In dem durch Absenkung des Grundwasserspiegels trocken gelegten Untergrund speichert sich nun dieses Eisensalz auf, wird aber beim Steigen des Grundwasserspiegels oder durch eingesickertes Tagewasser (bei Hochwasser etc.) wieder gelöst und gelangt in die Entnahmebrunnen.

Während dieses Durchfließens durch den Boden bindet wohl der im Boden enthaltene Kalk aus diesem Eisensalze teilweise oder bei großem Kalkgehalt vollständig die Schwefelsäure und bildet schwefelsauren unlöslichen Kalk, der unschädlich ist.

Ist aber der Boden kalkarm, dann bleibt das Eisensalz als solches gelöst und wird auch durch die Enteisenungsanlage, ebenso wie die Mangansalze, zumeist nur wenig zersetzt, während im anderen Fall das von der Säure befreite basische Eisen als Eisenoxydhydrat ausgefällt wird. (In Stettin soll man jedoch durch eine kräftige Aeration in der Enteisenungsanlage den Mangangehalt von 5 auf 0,2 mg im Liter reduziert haben.)

Beim Boden des Oderschwemmlandes wurde nun durch die Analyse mehr Schwefelsäure im Wasser nachgewiesen, als vom Kalk gebunden werden kann. In einem späteren Artikel der „Schlesischen Zeitung“ vom 10. Juni 1906 schreibt Prof. Dr. Luedecke, daß aus dem Analysenbefunde gefolgert werden kann, daß die verunreinigenden Stoffe in der Nähe der Brunnen lagern müssen und auf ganz kurzem Wege mit dem Wasser in die Brunnen gelangen.

Das Schädliche im Wasser ist die Schwefelsäure, die im Boden nach Auspumpen des Grundwassers entstanden ist und Eisen und Mangan in Lösung bringt. In anderen Fällen kann das Wasser auch Eisen in Form von kohlensaurem Eisenoxydul enthalten, welches durch den Prozeß der Aeration durch Aufnahme von Sauerstoff in unlösliches Eisenoxydhydrat überführt und daher ausgefällt wird, welches Sediment später durch Filtration entfernt werden muß.

Über die Grundprinzipien, nach welchen die Anlagen zur Enteisenung von Grundwasser durchzuführen sind, wurde in übersichtlicher Weise auf

der 41. Jahresversammlung des deutschen Vereines der Gas- und Wasserfachmänner durch Zivilingenieur Prinz referiert.

Auf Grund der Betrachtungen über die hydrochemischen Vorgänge im eisenhaltigen Untergrund, welcher nahezu in allen Formationen angetroffen wird, ergeben sich folgende Erscheinungen:

Das Grundwasser hat einen veränderlichen Eisengehalt in einer wenig gefestigten, an atmosphärischer Luft leicht zerfallenden chemischen Form. Derselbe ist Ursache, daß sich das Wasser bald nach seiner Förderung an die Erdoberfläche trübt. Die Trübung besteht oft nur in einem kaum merkbaren bläulichen Opalisieren, steigert sich aber häufig bis zur reichlichen Abscheidung bräunlicher Flocken. In den oberen Erdschichten ist vorherrschend Eisenoxyd vorbanden, welches, allmählich abnehmend, in Eisenoxydul übergeht, bedingt durch die allmähliche Abnahme des Sauerstoffgehaltes des Grundwassers während des Versinkens bis zur unteren Grenze des freien Sauerstoffes. Damit zusammenhängend haben die Sande bis zur Grenze des Vorkommens löslichen Eisenoxyduls ein gelbliches Aussehen, beim Fehlen des ungebundenen Sauerstoffes sind sie grau. Die Lösung des Eisens erfolgt durch das in den Untergrund einsickernde, Sauerstoff, Kohlensäure und organische Substanz in Lösung haltende Meteorwasser. —

Mit großer Eisenabscheidung ist in der Regel verbunden eine beträchtliche Auflösung organischer, namentlich humusartiger Substanz durch die aus der Oxydation organischer Substanz hervorgegangene Kohlensäure.

Im Untergrund kann das Eisenoxydul zu Eisenhydroxyd oxydiert werden, welches, sobald es mit organischer Substanz zusammenkommt, die letztere wieder oxydiert und so abermals zu Eisenoxydul reduziert wird. Dadurch wird eine neue Kohlensäurebildung hervorgerufen, welche zu einer weiteren Vermehrung des Kohlensäuregehaltes Anlaß gibt. —

Als Begleiterscheinung eisenhaltigen Grundwassers bei bedeutendem Gehalt an organischen Stoffen tritt zumeist Schwefelwasserstoff auf, der sich bis zur Belästigung der Geruchsorgane steigern kann. Gebildet wird derselbe durch Zersetzung (Reduktion) sauerstoffhaltiger Mineralsubstanzen, selbst schwefelsaurer Salze (Gips). —

Der Eisengehalt bleibt nicht gleichmäßig derselbe, sondern steigert sich zumeist.

Aufgabe der Enteisenung ist es, die Ausscheidung des Eisens bezw. der Kohlensäure, welche dasselbe bindet, tunlichst zu beschleunigen.

Am rationellsten geschieht dies durch gleichzeitige chemische Bindung und mechanische Einwirkung dadurch, daß das kohlensaure Eisenoxydul zerstört und das feinverteilte, gefällte Ferrokarbonat durch Einwirkung des atmosphärischen Sauerstoffes (Oxydation) in Flockenform überführt wird, wodurch es durch die Filter leichter zurückgehalten werden kann.

Eine Enteisenungsanlage muß daher bestehen:

a) aus einer Oxydationsvorrichtung, welche das gelöste Eisen in Flockenform überführt, und
b) aus einer Filteranlage, welche die ausgeschiedenen Eisenflocken zurückhält.

Als Oxydationsanlage dienen zumeist sogen. Rieseler, die mit Koks oder Klinker beschickt sein können oder aus Gradierwerken, welche aus Holz und Astwerk bestehen.

Das Packen des Rieselers mit Koksstücken (etwa in Faustgröße) muß sorgfältig, unter Freilassung von Fugen erfolgen, um sowohl den permanenten Luftzutritt zu gestatten, wie andererseits eine Verstopfung durch Eisenschlamm zu verhüten.

Das beluftete oder gerieselte Wasser wird entweder direkt auf die Filter geleitet oder dasselbe passiert vorher Sedimentierbassins und Verteilungskammern. Die Filtriergeschwindigkeit ist hier ca. 10 mal größer wie die bei normalen Flußwasser-Sandfiltern ($Q = 2{,}5$ m^3 pro m^2 und Tag. Man kann somit bei Feinfiltern ca. 25 m^3, bei Grobfiltern jedoch bis 40 und 50 m^3 pro m^2 und Tag aufleiten). Bei abnormal starkem Eisengehalt empfiehlt sich die Verwendung von Doppelfiltern, und zwar Grob- und Feinfilter. Die ersteren bestehen aus Kies und Gerölle von etwa 4—13 mm Korngröße und sind zu oberst die gröbsten Steine gelegt, so daß sich keine Filterhaut bilden kann. Die Feinfilter sind bezüglich der Anordnung des Materiales gleich mit den gewöhnlichen Sandfiltern angeordnet.

Die Rieselerhöhe schwankt je nach dem Eisengehalt (insbesondere wenn das Eisen an Humussäuren gebunden ist) zwischen 2—4 m, und soll die Aufschlagwassermenge des Rieseler-Querschnittes nicht mehr als 0,5—1,0 sl. pro 1 m^2 betragen. Rieseler-Packungen können bis 5 Jahre und darüber gut funktionieren.

Durch die Enteisenung wird gleichzeitig durch das infolge Reduktion des Kohlensäuregehaltes oft eintretende Ausfällen von Kalk- und Magnesiasalzen auch eine Enthärtung des Wassers bewirkt.

Soll die Wirkung der Enteisenungsanlage eine in jeder Richtung zufriedenstellende sein, dann muß sowohl bezüglich des Bausystems wie des Betriebes die richtige Wahl getroffen werden.

Um über die Erfolge einer richtig durchgeführten Rieselanlage für große Wassermengen nur ein Beispiel hervorzuheben, will ich auf die Enteisenungs- und Feinfilteranlage der Stadt Breslau hinweisen, welche ich am 11. Juni 1906 besichtigte. Während an diesem Tage der Eisengehalt des dem Rieseler zugeleiteten, mit Oderwasser gemischten Grundwassers 12 mg betrug, zeigte das die Feinfilter passierte Wasser nicht einmal einen wahrnehmbaren Eisengeschmack und enthielt de facto nur 0,2 mg. Selbst bei dem seinerzeit eingetretenen Maximalgehalt von 140 mg soll die Enteisenung eine vollständige gewesen sein. Der Rieseler am Weidendamm ist für maximal 72000 m^3 berechnet und betragen die Reinigungskosten für 1 m^2 Rieseler und Grobfilterfläche ca. 40 M. pro Jahr.

Um in chemischer Richtung genauen Aufschluß über die Beschaffenheit eines Wassers zu erhalten, wird dasselbe einer qualitativen und quantitativen chemischen Analyse unterzogen. Es empfiehlt sich, die betreffende Probe von dem Chemiker selbst an Ort und Stelle entnehmen zu lassen, welcher bei dieser Gelegenheit gleichzeitig auch den Gehalt an freier Kohlensäure bestimmen kann. Wo dies der großen Entfernung oder der Kosten wegen

nicht möglich erscheint, werden ca. 5 Liter des zu untersuchenden Wassers sorgfältigst in eine ganz neue, event. mit verdünnter Salzsäure gereinigte Flasche eingefüllt, zuvor jedoch mit demselben Wasser Füllgefäß und Flasche gut ausgewaschen und letztere mit einem neuen Korke verschlossen und versiegelt.

Bei Beurteilung der Verwendbarkeit eines Wassers zu Trinkzwecken spielen übrigens weniger jene Grenzwerte die Hauptrolle, welche bezüglich der Quantität der gelösten chemischen Bestandteile von verschiedenen Chemikern und Korporationen aufgestellt wurden und durch die chemische Analyse nachgewiesen werden, sondern es tritt in vielen Fällen hauptsächlich die Beantwortung der Frage in den Vordergrund, ob die Wasserentnahmestelle und ihre nächste Umgebung überhaupt einer eventuellen Verunreinigung durch menschliche bezw. tierische Stoffwechselprodukte, welche die Träger von pathogenen Keimen sein können, ausgesetzt ist, oder ob dies als völlig ausgeschlossen bezeichnet werden kann. Durch das Vorhandensein gewisser chemischer Bestandteile kann allerdings auch auf die Verunreinigung durch Stoffwechselprodukte geschlossen werden. So ist der Gehalt an Chlor, welches aus dem Chlornatrium des Urins stammen kann, dann bedenklich, wenn gleichzeitig die Zersetzungsprodukte der Stickstoffverbindungen (Ammoniak, salpetrige und Salpetersäure) im Wasser nachgewiesen werden, oder wenn der Chlorgehalt den eines bestimmt nicht verunreinigten Wassers derselben Gegend erheblich übersteigt. Ein solches Wasser ist unbedingt auszuschließen.

Früher begnügte man sich allgemein mit der chemischen Analyse. Auch jetzt wird diese Untersuchung in allen jenen Fällen vollkommen ausreichen, wo die zur Versorgung gewählten Quellen direkt aus tiefen Felsspalten entspringen und hier auch gut gefaßt werden, also eine bakteriologische Verunreinigung durch Mikroorganismen ausgeschlossen erscheint. Bei Fluß- und Grundwasserleitungen jedoch hat man stets neben der chemischen Untersuchung das in Aussicht genommene Wasser auch einer bakteriologischen Analyse zu unterziehen. Es ist nachgewiesen worden, daß manches chemisch als rein, d. h. gesund befundene Wasser vom hygienischen Standpunkte aus trotzdem nicht als rein bezeichnet werden konnte.

Unter den im Wasser vorkommenden organischen Mikroorganismen sind es insbesondere die pathogenen Keime (z. B. die Typhusbazillen), welche als Krankheitserreger infektiös wirken.

Da die Mikroorganismen zumeist nur von außen in das Grundwasser gelangen können, so wird allgemein jenes Grundwasser bakteriologisch reiner sein, welches tiefer liegt und durch eine entsprechend mächtige aufgelagerte Infiltrationsschichte gegen äußere Verunreinigungen geschützt ist. Während ein Wasser mit noch so wenig pathogenen Keimen absolut vom Gebrauche auszuschließen ist, können solche Wässer, wo die unschädlichen Mikroben ein gewisses Maß nicht überschreiten, anstandslos zur Versorgung herangezogen werden. Auch die reinsten Quellwässer werden, weiter vom Abfassungsorte untersucht, solche unschädliche Kleinwesen aufweisen.

Da bei Wasserversorgungen die Vorlage einer bakteriologischen (biologischen) Analyse des in Aussicht genommenen Wassers für Trinkwasser

seitens der Behörden vorgeschrieben wird, so erscheint es untunlich, seitens mancher kleineren Gemeinden aus Sparsamkeitsrücksichten die Entnahme der Wasserproben für diese Analysen selbst zu besorgen, sondern muß diese von einem Spezialisten selbst an Ort und Stelle erfolgen. Die Entnahme erfolgt in kleinen, durch Wasserdampf sterilisierten luftleeren Probekölbchen (Flüggesche Kölbchen) mit langer, ausgezogener und zugeschmolzener Spitze, welche, vorher erwärmt und wieder abgekühlt, in das Wasser getaucht, sodann unter Wasser mit einer Schere abgeschnitten wird, worauf das Wasser in den evakuierten Kolben eindringt. Das teilweise gefüllte Probekölbchen wird sodann sofort zugeschmolzen und in Eis verpackt. Die Ermittelung der Keimzahl erfolgt in der Weise, daß eine bestimmte kleine Wassermenge mit einem guten Nährboden, meistens verflüssigter Peptongelatine (10 $^0/_0$ige Gelatine) gemischt, auf eine Platte ausgegossen und in einer keimdicht abgeschlossenen feuchten Kammer der Entwicklung überlassen wird, worauf nach 8—14 Tagen die Zählung der entwickelten Kolonien erfolgt. Das Gießen der Gelatineplatten kann vom Fachmanne direkt auch an Ort und Stelle erfolgen, was ratsamer erscheint.

In der Regel ist bei Entnahme der Wasserprobe die Quelle, der Versuchsschacht etc. nicht gefaßt und daher die Verunreinigung von außen, namentlich auch durch die Arbeiter eine bedeutende. Wird nun in diesem Zustande des Wassersammelobjektes oder während der Fassungsarbeiten die Probe entnommen, dann wird auch das Resultat der bakteriologischen Analyse zumeist ein ungünstiges sein und event. dann insbesondere bei rein theoretischer bezw. wissenschaftlicher Beurteilung die Nichtzulassung des Wassers für Genußzwecke behördlicherseits ausgesprochen und auf diese Weise das Kind mit dem Bade ausgegossen, also die beabsichtigte Durchführung eines sanitär wohltätig wirkenden Baues unmöglich gemacht werden. Die Vornahme der definitiven bakteriologischen Analyse soll daher erst einige Zeit nach vollständiger Bauvollendung der Wassersammelanlage vorgenommen werden, insbesondere wo die Beschaffenheit des Ursprungsgebietes schon im voraus eine schädliche Verunreinigung ausschließt, also z. B. bei Felsenquellen oder in Waldgebieten befindlichen Quellen.

Bei Grundwasseraufschließungen mittels Probeschächten muß wohl schon früher eine Analyse durchgeführt werden, um zu konstatieren, ob nicht etwa pathogene Keime im Wasser enthalten sind, während bei Abwesenheit derselben eine Keimzählung, wie früher erwähnt, häufig zwecklos ist.

Bezüglich der bakteriologischen Beschaffenheit eines Genußwassers muß jedoch hervorgehoben werden, daß nach dem neuesten Standpunkte der Forschungen die Menge der Keime an sich kein Kriterium für die Beurteilung der Güte eines Wassers bilden kann, sobald keine pathogenen Keime nachgewiesen erscheinen; es muß aber hierbei bemerkt werden, daß der Nachweis von wirklich pathogenen Mikroben bisher überhaupt ein sehr schwieriger war, bezw. daß nicht sicher konstatiert werden konnte, ob durch das betreffende Wasser eine Infektion wirklich stattfinden könne oder nicht.

Dasselbe gilt von der Verteilung der Arten der Bakterien.

Nur wenn durch mehrfache bakteriologische Untersuchungen, insbesondere nach längeren Trockenheitsperioden oder anhaltenden Landregen plötzlich früher nicht konstatierte Bakterienarten in größerer Menge gefunden werden, kann dies auf eine von außen her stammende Verunreinigung des Brunnens oder der Quelle hindeuten, welche in manchen Fällen als hygienisch bedenklich bezeichnet werden muß.

Es ist also weder das Resultat einzelner chemischer oder bakteriologischer Analysen, soweit sie nicht das Vorhandensein giftiger Stoffe oder pathogener Keime nachweisen, allein maßgebend, sondern es werden auch die geognostischen und hydrologischen Verhältnisse der Umgebung des Brunnens von hervorragendem Einflusse sein.

Außer dem Nachweise einer Verunreinigung auf analytischem und bakteriologischem Wege muß also insbesondere durch die Lokalverhältnisse und die geognostische Beschaffenheit der Untergrundschichten die Möglichkeit einer späteren Verunreinigung von der Oberfläche aus als völlig ausgeschlossen nachgewiesen werden, soll ohne weitere Ergreifung von Sicherheitsvorkehrungen das Wasserentnahmegebiet als tadellos erklärt werden.

Dies ist nur dann möglich, wenn sich in einem entsprechend großen Umkreis des Brunnens eine entsprechend mächtige, wasserundurchlässige, zusammenhängende Schichte oberhalb der wasserführenden Schotter- und Sandschichte befindet; das Vorhandensein einer solchen kann durch Bohrungen erwiesen werden.

In größerer Entfernung von dem Brunnen, in der Richtung des Grundwassergefälles gemessen, ist das Vorhandensein einer solchen deckenden Schichte oberhalb der wasserführenden Schotter- und Sandschichte weniger von Belang, indem infolge einer länger andauernden Bodenfiltration und Oxydation eine selbsttätige Reinigung solcher Abfallstoffe (Exkremente, Dungstoffe etc.) eintritt.

Ist in der näheren Umgebung des Brunnens die früher erwähnte Schutzdecke (Letten- oder fette Lehmschichte) unter der Kulturschichte gar nicht oder nicht zusammenhängend vorhanden, dann muß durch Schaffung eines entsprechend großen Schutzrayons um den Brunnen, innerhalb dessen jede Verunreinigung von oben (Düngung etc.) ausgeschlossen ist, dieser Schutz künstlich geschaffen werden. Derselbe kann entweder als Wiesenland ohne Düngung bewirtschaftet oder aber aufgeforstet werden. Hierbei ist hervorzuheben, daß bezüglich der Düngung insbesondere die Stallmist- und Jauchendüngung die gefährlichste ist, da durch dieselben pathogene Keime (Krankheitserreger) in das Wasser gelangen können, hingegen mineralischer Kunstdünger weniger von Bedeutung ist. Der Umfang dieses Schutzrayons richtet sich nach der Größe der Depressionssphäre des Brunnens, d. h. jener Grenze, bei welcher eine Absenkung des natürlichen Grundwasserspiegels nicht mehr eintritt.

Die Entnahme von Wasserproben zum Zwecke der chemischen und bakteriologischen Untersuchung unterliegt in den meisten Fällen keiner besonderen Schwierigkeit, insoweit als es sich um das Anfüllen jener Gefäße

handelt, aus welchen das zur Untersuchung notwendige Quantum sodann entnommen werden kann.

In der Regel werden die Fassungsanlagen für die Quell- oder Grundwässer räumlich entsprechend groß genug sein, um eine Entnahme mittels größerer Gefäße oder luftleerer Probekölbchen etc. zu ermöglichen.

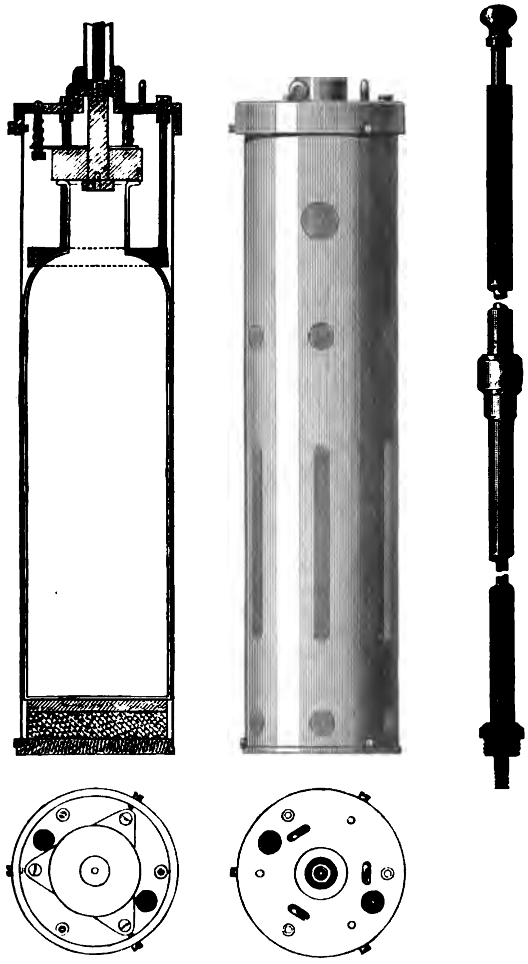


Fig. 1. Wasserschöpfapparat für Bohrlöcher.

Handelt es sich jedoch darum, bei Aufstellung von Grundwasserversorgungsprojekten das Grundwasser in erster Linie durch eine Anzahl von Bohrlöchern zu erschließen und die Abteufung eines größeren Probebrunnens von der früher zu konstatierenden Verwendbarkeit des Wassers zu Genußzwecken abhängig zu machen, was insbesondere bei kleineren Anlagen der Ersparung der Kosten wegen zumeist zu empfehlen sein wird, dann kann ein direktes Schöpfen einer Wasserprobe unter dem Spiegel des mehr oder weniger tief unter dem Terrain gelegenen Grundwassers mit den bisher bekannten Apparaten um so weniger erfolgen, als die Durchmesser der Bohrröhren kleinerer Anlagen gewöhnlich nur 100—200 mm betragen.

Diesem Bedürfnisse Rechnung tragend, hat auf mein Ansuchen Kollege Prof. Dr. S. Zeisel nachstehend beschriebenen Schöpfapparat für Bohrlöcher von $d \geq 100$ mm konstruiert und wurde derselbe nach meiner Detailzeichnung durch den Mechaniker L. Castagna-Wien hergestellt. (Siehe Österr. Monatsschrift f. d. ö. Baudienst, 1899, Heft II.)

Nachdem sich sowohl bei den im chemischen Laboratorium des Prof. Dr. Zeisel (k. k. Hochschule für Bodenkultur) gemachten Versuchen, als auch durch die seither in der Praxis gemachten Erfahrungen die volle Verwendbarkeit dieses Apparates erwiesen hat, so nehme ich keinen Anstand, die einfache und dabei billige Konstruktion desselben zu veröffentlichen.

Der Apparat besteht in erster Linie aus einer Füllflasche mit eingeschliffenem Glasstöpsel, welche bei 200 mm Höhe und 50 mm äußerem Durchmesser einen Fassungsraum von beiläufig 366 cm^3 hat.

Es kann somit durch eine dreimalige Füllung der Flasche 1 l Wasser dem Bohrloche entnommen werden.

Während des Füllens wird der Glasstöpsel durch eine Kautschukplatte ersetzt, welche den glatt und eben abgeschliffenen Hals der Füllflasche wasserdicht abschließt, indem diese Kautschukplatte mittels einer Spiralfeder an den Flaschenhals angepreßt wird.

Zur Sicherung und Fixierung ist die Füllflasche in einem vernickelten, 280 mm hohen, entsprechend starken Blechzylinder ($d = 60$ mm) eingestellt, dessen Boden durch eine Bleiplatte entsprechend beschwert ist, während die Flasche direkt auf einer starken, über der Bleiplatte befindlichen Kautschukscheibe aufsteht.

Der Mantel dieser Blechhülse ist durch eine Anzahl von Längsschlitzen und runden Öffnungen durchbrochen, um einerseits ein rasches Entweichen der Luft, andererseits eine Prüfung der Klarheit des Wassers vor Öffnung des Deckels zu ermöglichen. Desgleichen sind im abnehmbaren Deckel zwei Öffnungen zur Entlüftung angebracht.

Der Deckel ist durch Bajonettverschluß leicht und sicher zu befestigen, und ist mit demselben durch drei Stäbe ein aus Nickel angefertigter Ring in Verbindung gebracht, welcher den Auftrieb der anfangs mit Luft gefüllten leeren Flasche beim Hinabsenken ein Öffnen des Kautschukverschlusses hindert.

Die den Hals der Flasche abschließende Kautschukplatte kann durch einen Metallstift gehoben und nach Aufhören des Zuges durch die Spiralfedern der drei Führungsstangen wieder an die Flasche angepreßt werden.

In der Abbildung Fig. 1 erscheint in ca. einem Drittel der natürlichen Größe der Schöpfapparat in Ansicht und Längenschnitt dargestellt. Darunter befindet sich eine Ansicht des Deckels von unten und eine Daraufsicht desselben. Zur rechten Seite ist das für geringere Tiefen sehr praktisch zu verwendende Gestänge abgebildet, welches, aus einer Anzahl von 1 m langen, vernickelten, zusammenschraubbaren Röhren bestehend, ein Hinabsenken des Apparates in das Bohrloch ermöglicht. Das unterste Rohr ist auf den Deckel direkt aufzuschrauben, während ein zweites, aus starken, ebenfalls je 4 m langen Drähten bestehendes Gestänge an den Stift der Kautschukplatte angeschraubt wird. Dieses im Innern des Bohrgestänges befindliche Drahtgestänge dient zum Öffnen des Flaschenverschlusses, wenn derselbe entsprechend tief unter der Wasserspiegeloberfläche untergetaucht ist. Nach dem Aufhören des durch die aufsteigenden Luftblasen erzeugten Geräusches im Bohrloch — ein Beweis der vollzogenen Flaschenfüllung — wird das Drahtgestänge nachgelassen und der Apparat mit dem Rohrgestänge aus dem Bohrloche gehoben, der Deckel der Hülse geöffnet, der Glasstöpsel eingesetzt und die Flasche herausgehoben.

Für größere Absenktiefen können statt der Gestänge zwei Schnüre verwendet werden, von welchen die eine an drei auf dem Deckel befestigte

Karabiner angeknüpft wird, während eine zweite — die Zugschnur — an einen Ring befestigt wird, welcher, dem Apparat beigegeben, für diesen Fall in den starken Zentralstift der Flaschen-Verschlußplatte einzuschrauben ist.

Selbstredend müssen vor der Wasserentnahme die Füllflasche, der Glasstöpsel und die Kautschukplatte entsprechend gereinigt bezw. sterilisiert werden.

In neuester Zeit wird in Fällen, wo Quell- oder Grundwasser qualitativ und quantitativ nicht zur Verfügung steht, zu Genußzwecken auch das in künstlichen Stauweihern (Talsperren) gesammelte Meteorwasser herangezogen und sind die bisher gesammelten Erfahrungen äußerst günstige. Aus diesem Grunde sollen im nachfolgenden die mit Rücksicht auf die Qualität dieses Wassers vom Standpunkte der Hygiene notwendigen Betrachtungen entwickelt werden.

Hygienische Beurteilung der Talsperrenwässer.

Wie nicht anders zu erwarten, tauchten in jedem einzelnen Falle der projektierten Verwendung von Talsperrenwasser für Genußzwecke von verschiedenen Seiten Bedenken auf und bot sich zu derartigen Einwendungen, insbesondere bei den der Bauausführung vorausgehenden Verhandlungen bei zahlreichen Städten Deutschlands, welche nun schon seit Jahren mit Stauweiherwasser zur vollsten Zufriedenheit versorgt werden, entsprechende Gelegenheit.

Bei vielen dieser Fälle wurde der als hervorragender Spezialhygieniker bekannte Direktor des hygienischen Institutes der Universität Bonn, Geheimrat Prof. Dr. Kruse zu Rate gezogen, auf dessen zahlreiche Gutachten ich auch in den nachfolgenden Ausführungen öfters hinweise.

Es ist in erster Linie der Einwand naheliegend, ja vorauszusehen, daß ein in offenen Teichen gesammeltes Bachwasser als solches schon zum Trinken unbrauchbar ist und durch längeres Stehen in einem Teiche nur noch immer schlechter wird, und zwar sowohl bezüglich seiner chemischen und bakteriologischen Beschaffenheit, wie auch rücksichtlich seiner Temperatur. Selbst wenn das zufließende Bachwasser ein tadelloses Quellwasser wäre, müßte ich den eben erwähnten Einwurf als vollkommen wahr und zutreffend bezeichnen, wenn es sich um die Ansammlung in flachen Teichen, also um Oberflächenwasser handeln würde, gleichgültig ob das Abschlußwerk durch einen gewöhnlichen Teichdamm aus Erde oder durch eine kunstvoll gemauerte Talsperre von einigen Metern Höhe hergestellt ist.

Wesentlich anders gestalten sich jedoch die Verhältnisse, wenn die Wassertiefe des Stauweihers eine größere ist.

Von einem in physikalischer, chemischer, physiologischer und hygienischer Beziehung einwandfreien Wasser für Genußzwecke fordern wir verschiedene Eigenschaften, welche sich in 2 Punkten ausdrücken lassen.

1. Das Wasser darf nicht gesundheitsschädlich,
2. es muß appetitlich sein.

Rücksichtlich seiner Verwendung als Nutzwasser wird neben einem entsprechenden Grade von Reinheit auch verlangt, daß es

3. möglichst weich ist.

In bezug auf die erste Eigenschaft muß das zu Genußzwecken heranzuziehende Wasser chemisch und bakteriologisch einwandfrei sein, und zwar muß dies in vorliegendem Falle weniger bei dem in den Stauweiher einfließenden, als vielmehr bei dem durch die Rohrleitung aus dem Staubecken ausfließenden Wasser zutreffen, da, wie ich später nachweisen werde, das Wasser durch langes Stehenbleiben in einem genügend tiefen Stauweiher eine Reihe von Veränderungen erfährt, — einen Selbstreinigungsprozeß durchmacht.

Da bei Bachwasser in erster Linie immer den bakteriologischen Bedenken der Vorrang eingeräumt wird, will ich auch diese Frage zuerst besprechen.

Wie bezüglich der qualitativen chemischen Analysen hat man auch rücksichtlich der zulässigen Keimzahl gewisse maximale Grenzwerte aufzustellen sich bemüht, die wohl nicht von einem ernsten Fachhygieniker, jedoch von vielen Laien oft unrichtig aufgefaßt werden. So wie die chemischen Grenzwerte schon seit langer Zeit nicht mehr so streng aufgenommen werden, wird dies auch bezüglich der Keimzahl in einiger Zeit der Fall sein, in welcher Richtung heute als Grenze 100, von anderen Seiten 300 Keime in 1 cm^3 als zulässig bezeichnet werden.

Selbstredend betrifft dies nur die nicht pathogenen Keime.

Nach dem neuesten Standpunkte der Forschungen bildet, wie früher schon hervorgehoben, die Menge der Keime an sich kein Kriterium für die Beurteilung der Güte eines Wassers, sobald keine pathogenen Keime nachgewiesen erscheinen.

Dasselbe gilt von der Verteilung der Arten der Bakterien.

Als bezeichnend für die Auffassung der früher erwähnten Grenzwerte will ich einen Absatz aus der Rede des Münchner Universitäts-Professors Dr. Emmerich zitieren, welche er anläßlich der Begutachtung des Wassers aus dem Ruhrflusse im Jahre 1904 gehalten hat; derselbe lautete: „Was bedeuten überhaupt 10000 Keime im Kubikzentimeter Ruhrwasser gegenüber der Milch mit 100000 bis 1 Mill. Keime? Die Butter auf einer Stolle hat oft so viele Keime, wie Europa Einwohner. Gegenüber einer Käsestolle ist eine Flasche Ruhrwasser eine homöopathische Dosis."

Doch, eine Grenze muß schließlich festgestellt werden, sonst gibt es keinen Gradmesser für die Güte des Wassers. Bleiben wir also der theoretischen Sicherheit wegen bei 100 Keimen pro cm^3.

Das von diesem Standpunkte aus mehr oder weniger verdächtige Oberflächenwasser, welches in den Stauweiher hineinfließt, macht nun, wie früher erwähnt, einen natürlichen Reinigungsprozeß durch. Als Beweis führt Dr. Kruse unter anderem die Ergebnisse seiner zahlreichen Analysen vor, welche er bei der Remscheider Talsperre gewonnen und die er in dem 1901 erschienenen „Zentralblatt für allgemeine Gesundheitspflege" veröffentlicht hat. Diesem zufolge hatte das zufließende Bachwasser nach den innerhalb 10 Beobachtungsmonaten vorgenommenen 90 Analysen viele Hunderte und Tausende Keime, während die Keimzahl des an der Sohle der Talsperre

in der Nähe der Mauer ausfließenden Wassers durchschnittlich 50 im cm^3 betrug.

Als besonders lehrreich hebt er folgende Beobachtung hervor:

Bei der Schneeschmelze Anfang März 1901 wurde der größte Teil des Staubeckens mit Wasser angefüllt, welches ca. 3000 Keime aufwies. Mit jeder Woche sank die Keimzahl im Becken und nach 6 Wochen fand er im Mittel nur noch 38 Keime.

Diese Erfahrungen konnte Geheimrat Dr. Kruse nachträglich bei der neugebauten Sperre in Barmen bestätigen.

Im März und April 1901 wurde das Staubecken zum ersten Male bis zu einem Inhalte von 1 Mill. m^3 gefüllt, wobei die Keimzahl im zufließenden Wasser 1000—2000 pro cm^3 betrug. Trotzdem fand er Ende Mai in dem größten Teile des Beckens nur noch ca. 100 Keime, bloß in der Nähe des Bacheinlaufes wurden höhere Zahlen festgestellt.

Auch die in den letzten Jahren durch Professor Kolkwitz gemachten Beobachtungen an dem Remscheider Stauweiher-Wasser bestätigten diese hervorragenden Wirkungen der Selbstreinigung.

Diese Untersuchungen lehren uns nicht allein die Tatsache der Selbstreinigung des Wassers in den Stauweihern, sondern auch die Art und Weise, wie sie sich vollzieht.

Das Bachwasser im Staubecken unterliegt während des Stehens in erster Linie einer mechanischen Sedimentation; es findet ferner eine chemische Umsetzung gelöster Salze statt; die organischen Stoffe werden zum Teil mineralisiert oder durch die Einwirkung gewisser, anfänglich im Stauweiher befindlicher Bakterien hiervon gereinigt.

Dieser mechanisch-chemisch-biologische Prozeß wickelt sich in der Weise ab, daß ein Teil der Keime mit den Sedimentstoffen zu Boden gezogen wird, während durch die Tätigkeit der in jedem tieferen Staubecken vorhandenen Protozoën, welche für den menschlichen Organismus unschädlich, jedoch als Bakterienfresser bekannt, das Wasser von diesen Keimen befreit wird. Weiter sind es die grünen chorophyllhaltigen Algen, die in ihrer assimilierenden Tätigkeit das Wasser mit Sauerstoff anreichern, ferner Fäulnisbakterien, welche stickstoffhaltige Schlammteile durch ihren Lebensprozeß in Ammoniak umwandeln, wieder andere, die das letztere in salpetrige Säure, und endlich solche, die dasselbe in Salpetersäure umsetzen.

Zu diesen Prozessen gesellt sich nun noch die keimtötende Wirkung des Lichtes, sowie die enorme Verdünnung hinzu, welche durch die großen aufgespeicherten Wassermengen bedingt ist.

Die durch das Bachwasser mehr oder weniger zahlreichen in das Staubecken gelangten Bakterien sterben also daselbst allmählich ab, wozu jedoch längere Zeit benötigt wird.

Derselbe Prozeß würde sich in den Wasserläufen, in Bächen und Flüssen auch vollziehen, wenn das Wasser die nötige Zeit zur Reinigung hätte und sich nicht fortwährend im Stadium der Bewegung befinden würde. Den viele Wochen, bei großen Stauweihern mehrere Monate langen Aufenthalt in dem an Nährstoffen armen Wasser des Stauweihers vertragen die Bakterien nicht,

wobei gleichzeitig auch der Sauerstoff der Luft, sowie die Belichtung zur Vernichtung der Keime mit beitragen.

Auch die Krankheitserreger (die pathogenen Keime) vertragen, wie sehr zahlreiche Laboratoriumsversuche nachgewiesen haben, den Aufenthalt im reinen Wasser am wenigsten, so daß die Selbstreinigung bei pathogenen Keimen eine viel raschere ist als bei unschädlichen Bakterien.

Kruse bewertet die Lebensfähigkeit von Typhus- und Cholerabazillen im Wasser nur auf einige Wochen.

Grundbedingung für die Selbstreinigung ist also ein möglichst langes Stehenbleiben im Stauweiher, d. h. möglichst große und tiefe Staubecken.

Kruse ist völlig überzeugt, daß selbst etwa in den Stauweiher hineingelangte Krankheitserreger absterben, ehe sie zum Abfluß gelangen können. Dazu kommt noch die früher erwähnte enorme Verdünnung.

Also Sedimentierung, das Absterben durch Nahrungsmangel, Luft- und Lichteinfluß sind die Hauptursachen der Selbstreinigung.

Auch in bezug auf die chemische Beschaffenheit erfährt das Wasser durch den langen Aufenthalt im Staubecken, wie schon erwähnt, eine günstige Beeinflussung.

Die seinerzeit an Dr. Kruse gestellte Frage, ob der Umstand, daß ein Teil des Niederschlagsgebietes aus Sümpfen und Mooren besteht, die Qualität des abfließenden Wassers schädlich beeinflussen könnte, beantwortete er in nachstehender Weise:

„Von Schädlichkeit kann keine Rede sein, wie schon daraus hervorgeht, daß sehr zahlreiche Talsperrengebiete in England und Amerika ähnliche Verhältnisse aufweisen; die einzige Folge ist, daß das abfließende Wasser eine leichte gelbliche Färbung zeigt, weil aus den Mooren organische Substanzen in das Wasser übergehen, und zwar wird die Farbe im allgemeinen in den kälteren Monaten, welche die Hauptmasse der Zuflüsse im Staubecken liefern, lichter sein, weil das Wasser weniger Humussubstanz gelöst enthält, indem bei niederer Temperatur alle Lösungsvorgänge langsamer zu erfolgen pflegen.

Im übrigen ist die organische Substanz, welche die Färbung bedingt, von der harmlosesten Art (humussaure Salze), welche Substanz sich auch sonst in allen natürlichen Wässern und hier in etwas vermehrter Menge vorfindet."

Außer der Gewährleistung gegen Infektionsgefahr, die also den obigen Auseinandersetzungen zufolge unter den später anzuführenden Bedingungen gegeben ist, muß das Talsperrenwasser auch von appetitlicher Beschaffenheit sein.

Diese ist bedingt durch eine entsprechende Temperatur, einen normalen Geschmack und Geruch, bezw. Geschmack- und Geruchlosigkeit und ein appetitliches Äußere, also Klarheit.

Die maßgebendste Eigenschaft hiervon ist wohl die Temperatur.

In dieser Richtung muß wieder der begründete Einwand gewärtigt werden, daß das Wasser in den gewöhnlichen flachen Teichen bei hohen

Lufttemperaturen um so wärmer wird, je länger es in denselben steht, abgesehen von dem Übelstande, daß sich dabei oft auch Gase entwickeln.

Auch in dieser Richtung haben die praktischen Erfahrungen und die Messungen an tieferen Seen das Gegenteil erwiesen.

Ohne jetzt schon Resultate bei in Betrieb stehenden Stauweiheranlagen anzuführen, was später erfolgen soll, will ich in erster Linie auf die zahlreichen Temperaturmessungen hinweisen, welche der verstorbene Wiener Universitätsprofessor Hofrat Dr. Friedrich Simony in den meisten österreichischen Seen in verschiedenen Tiefen vorgenommen hat, und von den ziemlich übereinstimmenden Resultaten ziffermäßig bloß jene des Attersees hervorheben.

Dr. Simony fand daselbst folgende Hochsommertemperaturen des Seewassers:

bei	1	m	Tiefe	17,5	bis	20,0° C.
„	6	„	„	16,5	„	19,5° „
„	12	„	„	13,5	„	16,0° „
„	**20**	„	„	**6,0**	„	**8,0°** „
„	30	„	„	4,5	„	5,5° „
„	50	„	„	4,2	„	4,6° „
„	80	„	„	4,0	„	4,4° „

Während also bis 12 m Wassertiefe der Einfluß der äußeren Lufttemperatur noch zu bemerken war, entspricht die Temperatur des Wassers in 20 m Tiefe beiläufig der dortigen mittleren Jahrestemperatur von 6 bis 8° C. = 4,8—6,4° R., während in größeren Tiefen nur mehr 4—5° und zwar ohne wesentliche Änderungen konstatiert wurden.

Nahezu gleiche Resultate in den gleichen Tiefen wiesen die Messungen Dr. Simonys am Mond-, Wolfgang-, Gmundner und Hallstädter See auf.

Neben diesen Daten publizierte Universitätsprofessor Dr. E. Richter in Graz die zahlreichen Resultate seiner Messungen an österreichischen und bayerischen Seen.

Die wichtigsten (12) habe ich in einem Graphikon (Taf. I) aufgetragen, wodurch eine deutlichere Übersicht erreicht wird.

Das Beobachtungs-Maximum der Seewasser-Oberflächentemperatur war 25,5 (beim Millstädter See) und das Minimum am Grunde des Atter- und Wolfgang-Sees 3,9° C. bei 164 bezw. 112 m Tiefe. Aus dieser graphischen Darstellung ist mit einer frappanten Übereinstimmung bei diesen 12 Seen Österreichs und Bayerns zu ersehen, daß zwischen dem 10. und 20. Meter Tiefe die Temperatur rasch abnimmt. Dieser Sprung, der am markantesten zwischen dem 10. und 12. Meter hervortritt, ist in einem Detail-Graphikon vom Wörther See speziell hervorgehoben, wo innerhalb dieser 2 m im ganzen 10 Messungen gemacht wurden. Selbst der nur 15 m tiefe Keutschacher See zeigt zwischen 10 und 15 m Tiefe eine Abnahme von 10 auf 7,5° C.

Die Messungen sind teils im Juli, August, teils im September gemacht worden.

In den heißen Monaten ist der Verlauf der Temperaturkurve anfänglich ein sehr flacher, da die Seeoberflächenerwärmung tiefer geht, während im September der obere Teil der Kurve steil abfällt.

Während die Temperatur von 50 m Tiefe ab bei allen zwischen 4 und 5 ° C. konstant bleiben, zeigt der Königsee, Chiemsee und Traunsee von 80 bezw. 180 und 150 m an eine kleine Steigerung der Temperatur, welche Erscheinung dem Einflusse der Erdwärme zugeschrieben wird.

Wir können daraus entnehmen, daß zur Erzielung von derart niederen Temperaturen von 6—8 ° C., wie solche nur den besten Hochquellen entsprechen, eine Stauweihertiefe von mindestens 20 m notwendig ist, resp. das Wasser in dieser Tiefe entnommen werden muß.

De facto hatte das Talsperrenwasser in Barmen (Rheinprovinz — $2^1/_2$ Mill. m^3 Fassungsraum — 29,7 m größte Tiefe) im besonders warmen Sommer 1901 bei einem Inhalte von 1 Mill. m^3 (also wesentlich geringere Stautiefe als obige 29,7 m) im Sohlenwasser dauernd eine Temperatur von 6—7 ° C.

Kruse hat dabei gelegentlich im Sohlenwasser auch so viel Kohlensäure gefunden, daß es im Glase perlte.

Das Remscheider Talsperren-Becken (max. Tiefe 18 m — 1,06 Mill. m^3 Fassungsraum) ergab selbst bei Absenkungen bis unter die Hälfte des Fassungsraumes im Monatsmittel an der Sohle niemals eine höhere Temperatur als 12 ° C. = 9,6 ° R.

Von den vom 1. Januar 1900 bis 1. April 1901 monatlich durchgeführten Temperaturmessungen in dem Remscheider Stauweiher will ich nur die am meisten interessierenden Resultate der wärmeren Monate hier anführen.

Tiefe der Messungsstelle:	1. Mai	1. Juni	1. Juli	1. August	1. Sept.	1. Okt.
	Inhalt des Stauweihers am Tage der Messung (Mill. m^3)					
	0,885	0,765	0,699	0,867	0,865	0,634
An der Oberfläche . . .	10 ° C.	14,0	15,0	20,0	19,0	15,0
Bei 3 m Tiefe	9,5	12,5	14,0	18,5	18,0	14,5
„ 6 „ „	9,5	11,0	13,5	16,0	16,5	14,0
„ 9 „ „	9,0	8,5	13,0	13,0	15,0	13,5
„ 10 „ „	9,0	8,5	12,5	12,0	14,0	13,0
„ 11 „ „	8,5	8,5	12,0	11,0	13,0	13,0
„ 12 „ „	8,5	8,5	11,0	10,0	11,0	13,0
„ 13 „ „	8,5	8,5	10,0	10,0	10,5	—
„ 14 „ „	8,5	—	—	9,5	10,0	—
„ 15 „ „	—	—	—	—	—	—
„ 16 „ „	—	—	—	—	—	—

Das Gileppe — Talsperrenwasser bei Verviers — (Belgien 12 Mill. m^3 Inhalt) zeigt bei 40 m Wassertiefe eine Temperatur von 4 ° C.

Wir werden also nach diesen Erfahrungen das Wasser im Hochsommer noch genügend kühl aus dem Stauweiher erhalten, wenn in demselben stetig um diese Zeit mindestens 10—15 m, womöglich jedoch 20 m Wasserstand erhalten bleibt.

Die Geschmack- und Geruchlosigkeit, sowie die Klarheit werden zumeist von der chemischen Beschaffenheit des Wassers abhängen, und werden dieselben, wie früher erwähnt, durch das längere Stehenbleiben im Stauweiher ebenfalls einer günstigen Änderung unterworfen sein, insbesondere wird aber durch die Sedimentation jede Trübung des Wassers behoben werden.

Den Beweis für die Richtigkeit der eben besprochenen Behauptungen liefern nicht nur die wissenschaftlichen Untersuchungsresultate, sondern auch die praktischen Erfahrungen, welche bei den vielen bereits durchgeführten Stauweiheranlagen des Auslandes gemacht wurden.

Außer den bereits zitierten Beispielen seien noch nachstehende hervorgehoben:

In Deutschland war es zuerst die Stadt Remscheid, welche vor 15 Jahren (1891) einen Stauweiher für Trink- und Nutzwasserzwecke erbaute.

Königsberg i. Pr. hatte schon früher Teichanlagen von zusammen 7 Mill. m^3 Fassungsraum zur Verfügung. Dem Beispiele Remscheids folgten Lennep, Ronsdorf und Gevelsberg, ferner Barmen, Solingen, Elberfeld, Plauen und Chemnitz i. S.

Die Talsperrenkommission der Stadt Nordhausen a. H. machte im Sommer 1901 eine Studienreise durch Deutschland und Westfalen, um alle Talsperrenanlagen, welche der Trinkwasserversorgung dienen, kennen zu lernen.

Sie hat gefunden, daß man überall mit der Güte des Versorgungswassers rückhaltlos zufrieden war, obwohl in einzelnen Orten anfänglich Mißtrauen zutage getreten war.

Nach diesen günstigen Ergebnissen wurde auch von der Stadt Nordhausen der Bau der Talsperre beschlossen.

Während in Deutschland der Beginn der Benutzung von Talsperrenwasser also erst 15 Jahre zurückreicht, benutzt die Stadt Verviers in Belgien schon seit 36 Jahren das Wasser der großen Gileppesperre, welche der Stadt täglich 40000 m^3 zur Versorgung der Häuser und der Industrien liefert.

Viel früher und in zahlreicheren Fällen benutzt England und Amerika (siehe die Berichte des Gesundheitsamtes des Staates Massachussets U. S. A., welche sich auf die Erfahrungen bei 37 natürlichen Wasserbecken [Teiche und Seen] und 28 künstliche Stauweiher beziehen) dieses Wasser. In England allein sind Millionen Menschen auf das Talsperrenwasser angewiesen.

Professor Dr. Kruse zitiert ebenfalls gerade dieses Land, weil man dort am frühesten auf die Möglichkeit der Verbreitung des Typhus und der Cholera durch Wasser aufmerksam geworden ist und darum seit langer Zeit auf solche Wasserepidemien scharf aufpaßt. Noch wichtiger ist, daß man gerade in England ganz allgemein die Notwendigkeit, das Wasser der Flüsse und Bäche, das sogen. Oberflächenwasser, nur in gereinigtem Zustande zu genießen, anerkannt hat, und daß es demnach in diesem klassischen Lande der Sandfiltration Städte mit einer Bevölkerung von vielen Hunderttausenden gibt (z. B. Manchester, Sheffield Halifax), welche Talsperrenwasser **unfiltriert** genießen.

Man würde das sicher nicht bis in die neueste Zeit hinein getan haben, wenn man das Talsperrenwasser für verdächtig gehalten hätte.

Kruse hebt weiter hervor, daß bisher noch keine Typhusepidemie bekannt geworden ist, welche durch Talsperrenwasser erzeugt worden wäre. In dem einen Falle in Verviers und in Remscheid (im Sommer 1900) hat Kruse selbst festgestellt, daß die Infektion durch einen unterhalb der Sperre laufenden Bach erzeugt wurde, dessen Wasser man ausnahmsweise, um den Wasservorrat im Staubecken zu schonen, zur Aushilfe mitbenutzt hat, was auch dadurch direkt nachgewiesen wurde, daß der Typhus nur in jenem Teile der Stadt auftrat, wo kein Talsperrenwasser eingeleitet war.

Rücksichtlich der Verwendung von Wasser aus Moorgebieten ohne Beobachtung einer schädigenden Einwirkung auf die Konsumenten führe ich ebenfalls England und Amerika als Beispiele an.

England.

Eine große Anzahl englischer Städte, welche durch Oberflächenwasser versorgt werden, beziehen dasselbe aus Gebieten mit ziemlich ausgedehnten Moorbildungen. Von Städten, welche derartige Wässer im Stauweiher sammeln, seien hier genannt:

Liverpool (Virnvey-Sperre), Birmingham (Talsperren im Elan- und Clearwen-Tale bei Rhayader), die Städtegruppe Nottingham, Derby, Sheffield und Leicester, deren Wasserversorgung aus dem Flusse Derwent, derzeit im Baue begriffen ist, endlich Edinburgh (Talla-Staudamm), vor kurzem (1905) vollendet.

Ursprünglich wurde Liverpool mit dem direkt aus dem Stauweiher zufließenden Wasser versorgt, ohne vorhergehende Filtration. (Die Einleitung des Virnveywassers erfolgte 1891.) Später wurden Sandfilter angelegt und das Wasser mit einer Filtrationsgeschwindigkeit von ca. 2 m pro Tag gefiltert.

Das Wasser hat beim Verlassen des Stauweihers eine ziemlich starke gelblich-braune Färbung und ist in der Nähe des Reservoirauslasses, wo die konstante Rückleitung eines bestimmten Wasserquantums nach dem Unterlaufe des Virnvey stattfindet, ein deutlich erdiger Geruch zu verspüren. In Liverpool selbst hat das Wasser nur mehr einen Stich ins Gelbliche und keinerlei merklichen Geruch oder Geschmack.

Der Bakteriengehalt beträgt im Jahresdurchschnitt der täglich angestellten Analysen ca. 25 Keime pro 1 cm^3. Es ist bemerkenswert, daß eine Reihe früher angelegter Tiefbrunnen, welche gleichfalls zur Wasserversorgung von Liverpool herangezogen wurden, einen konstant höheren Bakteriengehalt aufweisen.

Die kalorimetrischen Beobachtungen des Virnveywassers werden nach einer besonders angefertigten Skala durchgeführt, können daher nicht zum Vergleich herangezogen werden; größere Beobachtungsreihen sind überdies nicht publiziert.

Das Einzugsgebiet der 1905 in Betrieb genommenen Stauweiher für die Wasserversorgung von Birmingham weist noch erheblich ausgedehntere

Moorflächen auf, als jenes der Wasserversorgung von Liverpool. Dasselbe ist fast vollständig unbewaldet und trägt an den Berglehnen nur eine dürftige Heidevegetation.

Das Wasser zeigt in den Talsperren eine intensive gelblich-braune Färbung, welche derzeit auch noch dem in Birmingham zur Abgabe gelangenden Wasser anhaftet, da die Filter noch nicht vollständig ausgebaut sind. Für die Filtration sind Vorfilter unmittelbar bei den Stauweihern (bei Foel), sowie die eigentliche Reinfiltration in den zu erweiternden Filteranlagen (von Frankley) bei Birmingham im Baue begriffen.

Über das Wasser der Derwent-Reservoire und des Talla-Reservoires von Edinburgh liegen noch keine Veröffentlichungen vor, doch dürften sich die Verhältnisse ebenso gestalten wie jene der Wasserversorgung von Birmingham, da die Bezugsorte vollkommen übereinstimmende Charaktere aufweisen.

Amerika.

Boston, Vereinigte Staaten von Amerika.

Der Boston und mehrere benachbarte Gemeinden mit Trink- oder Nutzwasser versorgende Metropolitan-Water-Distrikt mit einer Kopfzahl von ca. 850000 Bewohnern und einem täglichen Wasserverbrauch von 3500000 m^3, das ist pro Kopf und Tag ca. 400 l, bezieht das Wasser aus drei Niederschlagsgebieten, von denen das seit 1850 in Verwendung stehende Cochituate-Gebiet ca. 48,9 km^2, das seit Ende der siebziger Jahre herangezogene Sudbury-Gebiet ca. 194 km^2, das erst im Ausbau begriffene Nashua-Gebiet 306 km^2, alle drei zusammen rund 550 km^2 umfassen. In allen 3 Gebieten finden sich neben natürlichen Teichen größere Sümpfe, Moräste und Moore und erreichen dieselben im Sudbury-Gebiet ca. 270 ha, das ist ca. 1,5 $^0/_0$ der Gesamtfläche, im Nashua-Gebiet ca. 350 ha, das ist ca. 1,1 $^0/_0$ des Niederschlagsgebietes. Diese Sumpfländereien werden parallelgehend mit dem Ausbau der Stauweiher entwässert. Die Drainwässer gelangen in die Stauweiher, da eine gesonderte Abfuhr derselben untunlich ist. Gegenwärtig findet eine Filtration des Talsperrenwassers vor der Verwendung zu Genußzwecken nicht statt. Das Wasser zeigt eine leichte Trübung und Färbung und läßt nur an heißen Sommertagen einen schwachen pflanzlichen Geruch erkennen.

Der Bakteriengehalt ist im Jahresmittel mit ca. 250 pro cm^3 und Extremen von ca. 40—1000 Keimen pro 1 cm^3 zu veranschlagen. Die Bakterien gehören zu sanitär vollkommen unbedenklichen Arten.

Über die namentlich durch die Abflüsse aus den Sumpf- und Moorgebieten hervorgerufene Färbung des Wassers werden fortlaufende Beobachtungen angestellt und bewegt sich hierbei die Färbung in Intervallen von 0,20—1,00 der Platinskala.

Der Erfolg der Drainierung der versumpften Ländereien zeigt sich klar in nachstehender Gegenüberstellung der Jahresmittel der kalorimetrischen Beobachtungen an den Abflüssen von zwei Sumpfdistrikten vor bezw. nach Durchführung der Trockenlegung.

Kalorimetrischer Befund (Platinskala).

Crane Swamp:	vor der Drainierung (1894—95)	2,27
	nach der Drainierung (1900)	0,82
Marlborough Junktion Swamp:	vor (1894—95)	1,44
	nach (1900)	0,47

Die Färbung ist sonach auf ca. 30 % der anfänglich beobachteten zurückgegangen.

Experimentelle Untersuchungen über die Entfernung der bräunlichen Färbung des Wassers, welche unter ähnlichen Bedingungen vom State Board of Health (Staats-Gesundheitsamt) des Staates Massachusetts angestellt wurden, ergaben, daß sich diese Färbung durch Sandfiltration bei einer Filtrationsgeschwindigkeit von 2—2,5 m pro Tag mit neuen Filtern vollkommen, mit älteren Filtern zu erheblichem Teile entfernen läßt; ganz besonders wirksam erwies sich eine Doppelfiltration mit zwischengeschalteter energischer Durchlüftung.

Auf Grund der geschilderten Vorgänge, Untersuchungen und Erfahrungen erklärt Dr. Kruse das Talsperrenwasser auf gleicher Stufe wie das Grundwasser stehend, und kann durch Ansammlung von Bach- oder Flußwasser mittels Talsperren ein in physikalisch-chemischer, physiologischer und bakteriologischer Beziehung vollkommen einwandfreies Genußwasser gewonnen werden, wenn nachstehende Bedingungen erfüllt werden:

1. Sämtliches Wasser hat am oberen Ende des Stauweihers einzutreten.

2. Das Wasser für die Speisung der Rohrleitung ist bei der Talsperre selbst und zwar in möglichst größter Tiefe zu entnehmen.

3. Das Staubecken selbst soll möglichst lang und tief sein und einen tunlichst großen Fassungsraum besitzen.

4. Die Absenkung des Wasserspiegels soll nicht über ein gewisses Maß herunter gehen, so daß jederzeit ein 1—2 monatlicher Wasservorrat als Reserve bleibt. In einer Richtung wird durch die größere stets vorhandene Wassertiefe die Temperatur niedrig erhalten, andererseits wird die bakteriologische Qualität des Wassers eine um so bessere, je größer dieser Reservevorrat ist. Endlich bleibt derselbe unberührt von plötzlichen Erschütterungen, wie diese sonst bei Schneeschmelze oder im Sommer bei Wolkenbrüchen eintreten könnten. Die Erfahrung hat bei den größeren Talsperren gelehrt, daß, selbst wenn im Laufe mehrerer Tage der Füllungsinhalt auf das Doppelte steigt, nicht etwa eine gleichförmige Durchmischung des ganzen Wasserquantums stattfindet, sondern das neu zutretende Wasser sich über den alten Wasservorrat lagert, ohne denselben wesentlich in seinem Gleichgewichte zu stören. Dies wird bewiesen durch die bakteriologischen Analysen, welche keine Veränderung der Keimzahl oder höchstens eine vorübergehende Keimvermehrung im Wasser an der Talsperrensohle ergeben, während der größte Teil des Beckeninhaltes sehr reich an Keimen ist und sich erst allmählich reinigt.

5. Ist eine Auswahl in den Einzugsgebieten möglich, dann wird man selbstredend jenes wählen, welches möglichst wenig bebaut und bewohnt ist. In dieser Beziehung hat jedoch die Erfahrung gelehrt, daß ziemlich weite Grenzen zulässig sind.

In Deutschland existiert bis jetzt kein Fall, in dem das Niederschlagsgebiet ganz frei wäre von menschlichen Ansiedelungen.

Nach den amerikanischen Forschern ist diese Grenze mit ca. 120 Einwohnern auf den Quadratkilometer Einzugsgebiet angenommen, bei deren Überschreitung überhaupt erst die Möglichkeit einer Verunreinigung und die Frage der Behebung eventueller Verunreinigungen in Betracht gezogen wird. In diesem Falle wird, wo die örtlichen Verhältnisse es gestatten, die Berieselung oder aber die Sandfiltration der größeren Sicherheit wegen empfohlen, wodurch eine doppelte Gewähr dafür geboten wird, ein gänzlich unverdächtiges Wasser zu gewinnen.

6. soll der Boden des Staubeckens selbst unmittelbar vor der ersten Füllung gründlich von allen organischen Resten, Baumstämmen, Wurzeln und der Humusschichte gereinigt werden.

II. Nutzwasser.

Die Eigenschaften, welche von einem Nutzwasser verlangt werden, sind in erster Linie möglichste Reinheit (frei von sedimentären und chemischen Verunreinigungen, also nicht trübe) und je nach dem Verwendungszweck keine zu große Härte. Der letzteren Eigenschaft werden also zumeist alle Flußwässer entsprechen. Im Falle vorübergehender Trübungen bei Hochwasser wird durch entsprechende künstliche Reinigung (Filtration etc.) dem Wasser die gewünschte Eigenschaft mit verhältnismäßig nicht zu hohem Kostenaufwande verliehen werden können.

B. Wasserbedarf.

Der Wasserbedarf hängt der Hauptsache nach von dem Zwecke ab, dem die Wasserversorgungsanlage insbesondere zu dienen hat; er ist sonach im allgemeinen wesentlich verschieden bei einer Trink- und bei einer Nutzwasserleitung. Weiter ist zu berücksichtigen, daß der Bedarf, pro Kopf und Tag der Bevölkerung gerechnet, in großen Städten entschieden größer sein wird wie in kleinen Ortschaften. Diese statistisch nachgewiesene Erscheinung ist darin begründet, daß in großen Städten infolge größerer Wohlhabenheit etc. auch im Wasserverbrauch höhere Ansprüche gestellt werden, insbesondere bedingt durch Spülklosetts, Spül- oder Schwemmkanalisation, Besprengen der Privat- und öffentlichen Gärten, sowie der Straßen, Speisung der Fontänen etc. Für normale Verhältnisse hat man zur Berechnung des öffentlichen Wasserbedarfes von ganzen Ortschaften und Städten auf Grund statistischer Aufzeichnungen ein gewisses Quantum pro Kopf und Tag der Bevölkerung aufgestellt, das wohl auch bei den einzelnen Fachschriftstellern und Projektanten variiert. Wenn auch der Grundsatz ein vollständig richtiger ist, daß vom Standpunkte der Hygiene nie zu viel Wasser beschafft werden kann, so müssen doch in Hinsicht auf die Bauökonomie gewisse Grenzen festgesetzt und dürfen nicht die bezüglichen Resultate von großen Städten mit ausgesprochenem Wasserüberfluß in Betracht gezogen werden, sondern hat man stets den wirklichen notwendigen Bedarf ins Auge zu fassen. Man kann

allgemein als mittleren jährlichen Wasserbedarf pro Kopf und Tag der Bevölkerung annehmen:

1. Trinkwasserleitungen

für Trink-, Koch-, Wasch- und sonstiges Haushaltungswasser je nach der Größe der Städte 20—45 l.

2. Allgemeine Wasserleitungen,

welche Trink- und Nutzzwecken dienen:

a) für Ortschaften und kleine Landstädte . . . . . . 50—60 l,
b) „ mittlere Städte (über 10000 Einwohner) . . . . 100 l,
c) „ große Städte (über 100000 Einwohner) . . . . 120—150 l.

Bei Aufstellung des Projektes ist folgendes zu berücksichtigen: Dort, wo obiges Wasserquantum pro Kopf und Tag in der entsprechenden Qualität überhaupt zu beschaffen ist, wird man dasselbe als Faktor der Berechnung zugrunde legen. Es sind jedoch obige Zahlen nicht derart aufzufassen, daß in einem Falle, wo obiges Quantum mit für die Gemeinde erschwinglichen Mitteln nicht zu beschaffen wäre, überhaupt von der Wasserversorgung dieser Gemeinde abzusehen wäre. In einem solchen Falle muß man sich lieber mit weniger aber gutem Wasser begnügen und unter obige Grenzwerte gehen, was um so unbedenklicher akzeptiert werden kann, als der faktische Verbrauch der meisten Städte, dort, wo eben keine Wasservergeudung vorkommt, ein kleinerer ist, wie dies nachstehende Tabelle des wirklichen Wasserverbrauches einiger österreichischer und deutscher Städte aufweist.

Tabelle des faktischen maximalen Konsumes an Nutz- und Trinkwasser pro Kopf und Tag von 80 Städten des In- und Auslandes, über welche mehrjährige Betriebsaufzeichnungen vorliegen.

Laufende No.	Land	Stadt	Einwohnerzahl	Liter pro Kopf und Tag max.	Bemerkungen.
1	England	London	4 200 000	112	
2	„	Manchester	850 000	157	
3	„	Liverpool	800 000	129	Abgabe für industrielle Zwecke nach Wassermesser, für Hausgebrauch „à discrétion“.
4	„	Birmingham	700 000	105	Desgl.
5	„	Glasgow	511 000	241	Abnormale Verhältnisse.
6	„	Newcastle inkl. Gateshead	460 000	153	
7	„	Leeds	420 000	158	
8	„	Sheffield	367 000	99	
9	„	Bristol	330 000	100	
10	„	Bradford	233 000	185	Wie No. 3.
11	„	Leicester	223 000	80	

Laufende No.	Land	Stadt	Einwohnerzahl	Liter pro Kopf und Tag max.	Bemerkungen.
12	England	Edinburgh	206 000	163	
13	"	Sunderland	150 000	89	
14	"	Huddersfield	149 000	104	Wie No. 3.
15	"	Nottingham	130 000	84	
16	"	Derby	113 000	104	
17	"	Rochdale	108 000	83	Wie No. 3.
18	"	Preston	82 000	111	
19	"	Southpert	74 0 00	98	Wie No. 3.
20	"	Cambridge	60 000	99	
21	"	Devenpert	60 000	154	Wie No. 3.
22	"	Norwich	57 000	66	
23	Frankreich	Paris	2 500 000	69	Es stehen 1900 200 l Nutzwasser und 120 l Quellwasser zur Verfügung.
24	"	Lyon	400 000	85	
25	"	Marseille	380 000	470	
26	Italien	Rom	400 000	1105	Im Mittel 700 l, wovon 160 l pro Kopf auf die Fontänenspeisung entfallen.
27	Amerika	New-York	1 515 000	472	Mit 22 000 Wassermessern (im Mittel 300 l).
28	"	Philadelphia	1 050 000	477	
29	"	Chicago	1 100 000	866	Im Mittel 530 l.
30	"	Brocklyn	838 000	389	" " 270 l.
31	"	St. Louis	452 000	460	" " 270 l.
32	"	Boston	448 000	508	" " 300 l.
33	"	Baltimore	434 000	496	" " 360 l.
34	"	Cincinnati	305 000	583	" " 420 l.
35	"	Buffalo	255 000	1479	" " 700 l.
36	"	Washington	240 000	—	" " 600 l.
37	"	Montreal	216 000	320	
38	"	Milwaukee	205 000	—	" " 400 l.
39	"	Detroit	205 000	734	" " 600 l.
40	"	Teronto	181 000	455	
41	"	Providence	143 000	234	Im Durchschnitt der amerikanischen Städte entfällt rund 400 l.
42	Deutschland	Berlin	1 500 000	100	Durchschnittlich 80 l.
43	"	Hamburg	500 000	208	Abnormale Verhältnisse.
44	"	Breslau	480 000	125	Mit Schwemmkanalisation und Spülklosetts-Abgabe mit Wassermesser durchschnittlich 76 l.
45	"	Leipzig	300 000	123	Durchschnittlich 97 l.
46	"	Köln	282 000	224	Sehr wenig Wassermesser.
47	"	Dresden	276 000	125	Durchschnittlich 76 l.
48	"	München	270 000	71	

Laufende No.	Land	Stadt	Einwohnerzahl	Liter pro Kopf und Tag max.	Bemerkungen.
49	Deutschland	Magdeburg	193 000	110	Mit Wassermesser 90 l. Ohne „ 130 l.
50	„	Nürnberg	145 000	97	Durchschnittlich 67 l.
51	„	Düsseldorf	145 000	96	„ 82 l.
52	„	Stuttgart	140 000	98	„ 84 l.
53	„	Elberfeld	135 000	132	„ 98 l.
54	„	Halle a. S.	100 000	114	„ 86 l.
55	„	Braunschweig	100 000	103	„ 69 l.
56	„	Stettin	100 000	131	„ 115 l.
57	„	Altona	95 000	117	„ 95 l.
58	„	Posen	70 000	110	„ 47 l.
59	„	Lübeck	64 000	302	„ 200 l. Sehr wenig Wassermesser.
60	„	Karlsruhe	62 000	198	Durchschnittlich 105 l.
61	„	Wiesbaden	62 000	112	„ 80 l.
62	„	Würzburg	55 000	258	Abnormale Verhältnisse.
63	„	Kiel	53 000	95	Durchschnittlich 76 l.
64	Niederösterreich	Wien	1 673 000	82	Für Hochquellenleitung in die Häuser bloß 25 l bemessen. Bei voller Ausnutzung der Kapazität des Aquäduktes 1 380 000 m^3 täglich.
65	Steiermark	Graz	110 000	66	43 l im Mittel, 27 l im Minimum.
66	Mähren	Brünn	100 000	73	Ohne Industrie (— 45 %) 105 l. Mit „ (Monats-Maxim. Juni 1880).
67	„	Olmütz	25 000	60	
68	„	Mähr. Ostrau	25 000	40	
69	„	Iglau	24 000	51	Mit Industrie (projektiert auf 60 l pro Kopf).
70	„	Znaim	15 000	49	Ohne Industrie 58 l.
71	„	Neutitschein	14 000	48	
72	„	M. Schönberg	10 000	36,5	Mit Industrie.
73	„	Müglitz	5 000	25	
74	Böhmen	Teplitz	27 000	111	Im Mittel 103 l (samt Industrie).
75	„	Außig a. E.	24 000	65	
76	„	Eger	24 000	55	
77	„	Brüx	24 000	68	„ „ 57 l (ohne „).
78	„	Saaz	18 000	133	
79	„	Rumburg	14 000	46	„ „ 100 l (exkl. „).
80	Schlesien	Teschen	16 000	45	

Der zweite Faktor, die Einwohnerzahl, ist jedoch nicht nach dem Resultate der letzten Volkszählung in Rechnung zu ziehen, sondern es muß das Wasserwerk so projektiert werden, daß auch dem Bevölkerungszuwachs Rechnung getragen wird. Vom Standpunkte der günstigen Finanzierung eines solchen Unternehmens haben die Rechnungen ergeben, daß sich bei größeren Wasserwerken, insbesondere bei solchen mit künstlicher Hebung, die Dimensionierung der sofort zu bauenden Hauptbestandteile desselben mit Berücksichtigung eines Bevölkerungszuwachses für die nächsten 15—25 Jahre empfiehlt, wobei natürlich auf die Möglichkeit einer seinerzeit notwendigen Erweiterung der Anlage Rücksicht genommen werden muß.

Bei sehr langen Quell-Zuleitungen wird man einen längeren Zeitraum (30—50 Jahre) annehmen müssen. Bei kleinen Städten und Ortschaften ist ohnehin der Bevölkerungszuwachs klein und wird namentlich bei Gravitationsleitungen mit einem Menschenalter (also ca. 40 Jahre) zu rechnen sein. Dieser Bevölkerungszuwachs beträgt, abgesehen von kleinen Städten, wo mitunter ein Stillstand oder ein Rückgang zu beobachten ist, in größeren Städten im Mittel ca. 2—3 %, in kleinen Städten 0,5—1 %, bei Dörfern ca. 0,3—0,5 %. Bedeutet Z die gegenwärtige Einwohnerzahl, Z_n die zukünftige Einwohnerzahl nach n Jahren, so wird, falls ein gleichförmiger Zuwachs von p % angenommen wird, $Z_n = Z\left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$ (nach Art der Zinseszinsrechnung entwickelt), daraus ist $p = 100\left(\sqrt[n]{\frac{Z_n}{Z}} - 1\right)$ und $n = \frac{log.\ Z_n - log.\ Z}{log.\ (1 + 0{,}01\ p)}$. Diese Art der Berechnung des Bevölkerungszuwachses muß als das weitgehendste Maximum angesehen werden; da der Zuwachs in längeren Zeitperioden kein gleichbleibender ist, sondern oft stark wechselt, so wird, um das ursprünglich zu investierende Baukapital nicht unnötigerweise in zu hohem Maße in Anspruch zu nehmen, bei Annahme eines größeren Zeitraumes nicht nach der Zinseszinsformel gerechnet, sondern die lokalen Verhältnisse berücksichtigt werden müssen. Andererseits aber kann voraussichtlich durch Schaffung eines ausreichenden Wasserquantums die Möglichkeit der Ansiedelung neuer Industrien oder aber eine bedeutende Vergrößerung der bestehenden Industrie- und Gewerbeanlagen geschaffen werden.

Nach der Zinseszinsformel ist beispielsweise ein zu 4 % angelegtes Kapital K nach n Jahren $K_n = K\ 1{,}04^n$, also nach 16 Jahren verdoppelt, nach 27 Jahren verdreifacht, nach 36 Jahren vervierfacht etc. Projektieren wir nun eine leicht erweiterungsfähige Anlage (z. B. eine Pumpstation), so könnte im Falle einer notwendigen Erweiterung nach 27 Jahren für dieselbe der dreifache Betrag ausgegeben werden, als das ursprünglich investierte Kapital unter Annahme des derzeitigen Bedarfes beträgt. Es bleibt also in einem solchen Falle immer Sache der finanziellen Kalkulation, um die richtige Wahl zu treffen.

Bei ganz kleinen Anlagen (Versorgung einzelner Gehöfte etc.) oder in Städten, wo Industrie oder Viehzucht ganz abnormale Verhältnisse bedingen, wird man bei Aufstellung des Wasserbedarfes detaillierte Berechnungen anstellen. Hierbei sind nachstehende Bedarfszahlen maßgebend.

1. Privatverbrauch.

In Wohnhäusern pro Kopf:	
zum Trinken (2 l), Kochen, Reinigen zusammen	20—30 l,
für die Wäsche	10—15 „
also als Haushaltungswasser zusammen	30—45 „
für einmalige Klosettspülung	5—10 „
für Pissoirspülung:	
a) intermittierend, für einen Standplatz und pro Stunde	30—60 „
b) kontinuierlich, für einen laufenden Meter Spülrohrlänge und pro Stunde	200 „
für ein Wannenbad	350 „
für ein Sitzbad oder Dusche	30 „
für einmalige Garten- oder Hofbespritzung pro Quadratmeter	1,5 „
Tränken und Reinigen des Viehes:	
1 Pferd oder Großvieh	50 „
1 Kleinvieh	10 „
1 Schwein	13 „
1 Kalb oder Schaf	8 „
für Reinigung eines Wagens	200 „

2. Kommunale Zwecke.

Auslaufbrunnen mit konstantem Auslauf pro Tag	10000—15000 l,
Straßenbespritzung pro Quadratmeter	1 „
öffentliche Gärten pro Quadratmeter	1—1,5 „
Sparventilbrunnen *ohne* permanenten Auslauf pro Tag	3000 „
1 Hydrant 4—6 sl. . . . . . . pro Stunde =	14000—22000 „

3. Gewerblicher und Industriebedarf.

Brauereien pro Liter gebrauten Bieres	5—10 l,
Waschanstalten pro Bad	500 „
Schwimmbassin pro Quadratmeter einstündlicher Zufluß während der Benutzungsstunden von	50—100 „
Kesselspeisewasser für Dampfmaschinen ohne Kondensation pro Stunde und Pferdestärke	20—30 „
Kesselspeisewasser für große Expansionsmaschinen mit Kondensation	6—7 „
Schlachtehäuser pro *Jahr* und pro Stück geschlachteten Viehes	300—400 „

Andere größere Industrien, sowie Schwemmkanalisationen werden speziell bemessen und das Wasser mittels Wassermesser abgegeben. Diese Mengen sind dann neben dem früher erwähnten Gesamtbedarf von 50—150 l pro Kopf und Tag der Bevölkerung, in welchem auch die sub a, b und c enthaltenen Angaben inbegriffen sind, noch separat zuzuzählen.

Mittlerer Tagesbedarf. Dieser auf Grund des *mittleren Tageskonsums* ermittelte mittlere Jahresbedarf schwankt je nach der Jahreszeit

und ist bei größeren Städten in der Regel infolge des großen Wasserverbrauches für Besprizen im Hochsommer am größten und beträgt der maximale Tageskonsum 125—150 % des durchschnittlichen Tagesbedarfes. Nach demselben ist die Größe des Hochreservoirs bei Gravitationsleitungen kleinerer Ortschaften zu bestimmen. In 36 Städten Deutschlands schwankt das Verhältnis zwischen dem maximalen und dem mittleren Tageskonsum zwischen 1,14 und 1,89; in jenen Städten jedoch, wo das Wasser nicht à discrétion, sondern mittels Wassermesser abgegeben wird, wechselt dasselbe Verhältnis zwischen 1,2 und 1,5, also 120—150 %.

Maximaler Stundenkonsum. Der Verbrauch ist jedoch auch während des Tages verschieden und sind die Rohrdimensionen nach dem maximalen Stundenkonsum zu berechnen (nebstdem noch der gleichzeitige Bedarf zur Speisung von 1—2 Hydranten).

Der maximale Stundenkonsum am Tage des größten Verbrauches beträgt 10—12 % des mittleren Tagesbedarfes, bei großen Städten auch 150 % des mittleren Stundenkonsums am Tage des größten Verbrauches.

Beispiel: Der mittlere Tagesbedarf einer Ortschaft von 2000 Einwohnern würde z. B. 2000 . 60 l = 120000 l = **120 m³** betragen. Das Hochreservoir der Gravitationsleitung hat daher einen Fassungsraum gleich dem maximalen Tageskonsum von 120 . 125 % = **150 m³** zu erhalten. Das Hauptzuleitungsrohr von den Quellen zum Hochreservoir ist nach dem mittleren (permanenten) Zufluß $Q_{mittel} = \frac{120 \, ^{m^3}}{86400 \, _{sec.}} = 1{,}39 = \mathbf{1{,}4}$ **sl.** zu dimensionieren. Das Hauptspeiserohr für die Stadt (vom Hochreservoir bis zum Beginn des Stadtrohrnetzes) ist nach dem maximalen Stundenkonsum zu berechnen. Derselbe beträgt:

$$Q_{max.}{}^{h} = 120 \,.\, 10\,\% = 12 \text{ m}^3, \text{ also } Q_{max.}{}^{sec.} = \frac{12000 \, ^{l}}{3600 \, _{sec.}} = \mathbf{3{,}33 \text{ sl.}}$$

Nehmen wir nun an, daß bei dieser kleinen Stadt gleichzeitig nur 1 Hydrant für Feuerlöschzwecke oder Straßenbespritzung mit $Q = \mathbf{4}$ **sl.** zur Verwendung gelangt, so muß das Hauptzuleitungsrohr eine Kapazität von $Q = 3{,}33 + 4{,}0 = \mathbf{7{,}33}$ **sl.** erhalten. Bei einer ausschließlichen Trinkwasserleitung, woselbst man auf die Einbauung von Hydranten nicht Rücksicht nimmt, wird natürlich das Hauptspeiserohr nur für $Q = 3{,}33$ sl. berechnet werden. Aus dem Titel von Wasserverlusten durch Abgang bei den Überlaufleitungen der Sammelobjekte infolge ungleichmäßigen Konsums, ferner durch eventuelle Undichtheiten in den Rohrleitungen soll zu dem oben bezeichneten Wasserbedarf noch ein Zuschlag von ca. 10—20 % gegeben werden.

Jährliche Verbrauchsschwankungen. Abgesehen von der Zunahme des Wasserverbrauches mit zunehmender Bevölkerung, wechselt selbst bei einem gleichbleibenden Bevölkerungsstande die Verbrauchssumme pro Jahr, teilweise bedingt durch Änderung der klimatischen Verhältnisse (heiße, regenarme und kalte, regenreiche Jahre). Zum Teil jedoch nimmt der Konsum zumeist alljährlich zu, und zwar in einem viel größeren Verhältnisse als der

Zuwachs der Bevölkerung, da die Hausanschlüsse sich vermehren und überhaupt bei zunehmender Erfahrung in bezug auf Annehmlichkeit, Nützlichkeit und Billigkeit der Wasserentnahme aus dem Wasserwerke gegenüber des früheren Bezuges aus Brunnen etc. die moderne Wasserleitung immer mehr in Anspruch genommen wird.

Aus Fig. 2 ist die stetige Zunahme des Konsums aus dem Nutzwasserwerke der Stadt Brünn in Mähren seit dem Jahre 1878 zu entnehmen. Während im Jahre 1878 der Gesamtverbrauch 24,5 Mill. österreich. Eimer (à 56 l) betrug, stieg derselbe im Jahre 1894 auf 68 Mill. Der Wasserverbrauch für Industriezwecke ist durch schraffierte Flächen angedeutet und betrug 1878 10 Mill. und 1894 21,2 Mill. Eimer, entsprechend 40,8 und 31,2 % des Gesamtbedarfes. Die Prozente sind durch eine strichpunktierte Linie angedeutet, wobei jedoch als Höhenmaßstab der doppelte des links eingezeichneten zu nehmen ist, also 0, 20, 40, 60 . . . 140 Prozente. Der Rest entfällt auf Hausverbrauch und öffentliche Zwecke inkl. des 1—2 % betragenden Bedarfes für Betriebszwecke des Wasserwerkes selbst.

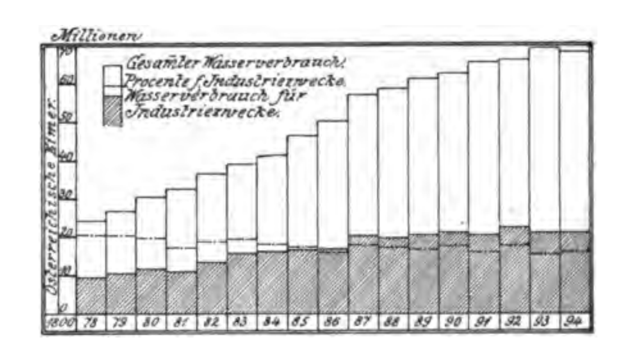


Fig. 2. Graphikon des jährlichen Wasserverbrauches des Brünner Wasserwerkes.

C. Wassergewinnung.

Die Wassergewinnungs- bezw. Sammelanlage wird eine verschiedene sein, je nachdem wir Quell-, Grund- oder Flußwasser verwenden wollen oder event. das auf den Boden niederfallende Meteorwasser direkt zu sammeln gezwungen sind (Sammelteiche, Stauweiheranlagen). In erster Linie sollen die Sammelanlagen für Quellwässer besprochen werden.

I. Quellfassungen.

Um bezüglich der Ergiebigkeit einer Quelle annähernde Grenzwerte zu finden, müssen tunlichst viele Messungen in verschiedenen Jahren und Jahreszeiten vorgenommen werden. Insbesondere wird die geringste Ergiebigkeit der Quelle in Betracht zu ziehen sein, welche in unseren Gegenden mittlerer Seehöhe zumeist in den Anfang des Herbstes (September und Oktober) und das Ende des Winters (Februar) vor Beginn der Schneeschmelze fällt. Anders verhält es sich bei Quellen im Hochgebirge, deren Infiltrationsgebiet in die Schneeregion fällt, oder wo überhaupt die Schneedecke lange liegen bleibt und die Schmelze erst in den Sommer fällt. Eine Ausnahme bilden auch die Quellen im Karstgebiete und ähnlichen von Höhlenbildungen durchsetzten Formationen. Liefert die Quelle mehr als den notwendigen Bedarf oder

erscheint der letztere wenigstens immer gedeckt, dann wird die Quelle als solche ohne weitere Sammelanlagen gefaßt werden können; im anderen Falle muß eine entsprechende Vermehrung des abzufassenden Wasserquantums durch Erweiterung, Tieferlegung, Sammelstollen, Sickerkanäle etc. angestrebt werden, insoweit eine solche mit Rücksicht auf die geognostische Beschaffenheit überhaupt zu erzielen möglich ist.

Die bauliche Konstruktion dieser Anlagen zerfällt in zwei Hauptgruppen:

a) die eigentliche Sammelanlage,

b) die Quellenstube (bei größeren Ausmaßen Wasserschloß genannt).

Tritt die Quelle nur an einem Punkte (konzentriert) zutage, so entfällt eine Sammelanlage und wird nur die Quellenkammer oder die Quellenstube zu bauen sein. Je nachdem der Austritt der Quelle von unten oder seitwärts erfolgt, wird sich auch danach die bauliche Durchführungsart richten; weiter wird die Fassung eine Änderung erfahren müssen, je nachdem die Quelle aus Felsenspalten oder einer wasserführenden Schotter- oder Sandschichte entspringt. Ist das Quellwasser, an verschiedenen Orten austretend, zu sammeln, so muß eine separate Sammelanlage angelegt werden. Dieselbe kann aus einem System von einfachen Drainageröhren, besser gelochten Steinzeugröhren, aus gemauerten Sickerkanälen oder aus Sicker- oder Sammelstollen oder endlich auch aus Sammelbrunnen bestehen. In nachfolgenden Figuren sollen nun einige der wichtigsten Typen von Quellfassungen vorgeführt werden, wie solche bei den vom Verfasser projektierten und durchgeführten zahlreichen Wasserversorgungen von Ortschaften und Städten zur Durchführung gelangten.

1. Felsquellen.

Figuren 3—5 zeigen im Längenschnitt und Grundriß die Fassungen von Quellen, welche an einem Bergabhange austreten. Mittels eines Schlitzes

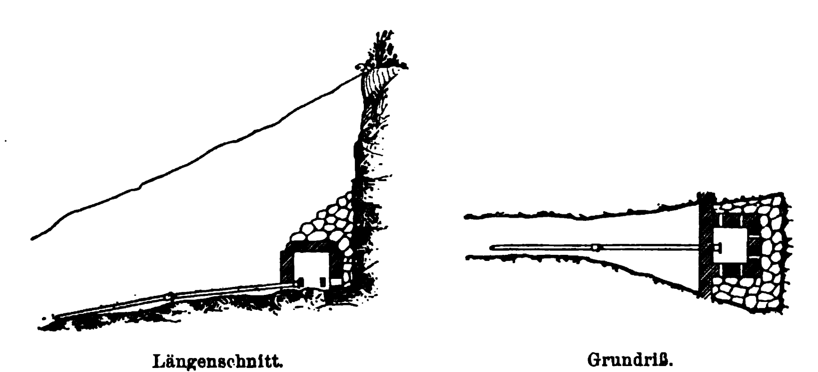
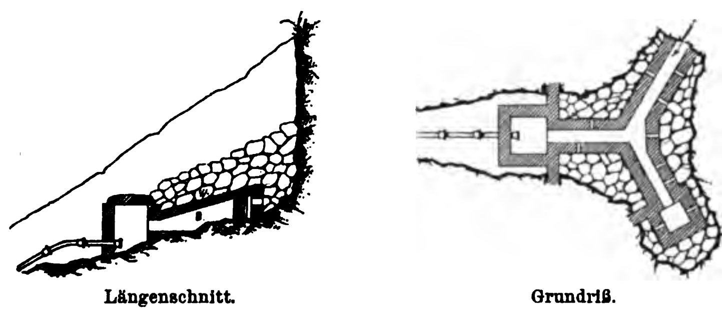


Fig. 3. Einfache Quellfassung.

wurde der Quelle nachgegangen und das Terrain bis zum gesunden anstehenden Fels aufgedeckt. Das in Fig. 3. aus einzelnen unmittelbar nebeneinander liegenden Felsspalten hervorquellende Wasser wird durch eine in den beiderseitigen Felswänden eingebundene, in Portlandzementmörtel her gestellte kleine Staumauer (0,16—0,30 m stark) abgedämmt, an welche Mauer

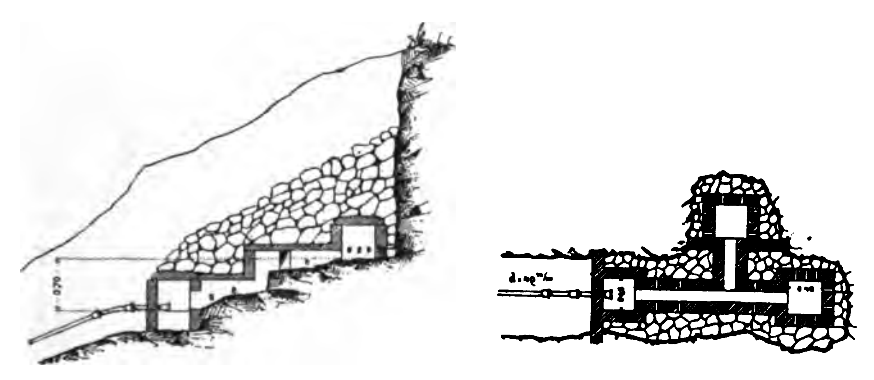
sich eine kleine, 45/45/50 cm oder 60/60/50 cm weite Quellkammer anschließt, welche mit einer Deckplatte bedeckt ist und deren 3 bergseitige Mauern mit Schlitzen versehen sind. Aus diesem Objekt führt eine Eisen- oder Tonrohrleitung das Wasser der tiefer gelegenen Quellstube zu, in welche event. noch andere derartige Leitungen einmünden. Die Quellkammer wird mit größerem Geschiebe, Schotter und dergl. bedeckt und der andere Teil des Schlitzes sodann wieder angeschüttet. Ein mit einer Nummer versehener Markstein



Längenschnitt. Grundriß.

Fig. 4. Quellfassung mit Vereinigungsschacht.

bezeichnet nachträglich oberirdisch die Lage dieser Quellfassung. In Fig. 4 (Grundriß) liegen die Quellspalten schon weiter voneinander und wird daher die Quellsammelanlage aus einem Saugkanal in Verbindung mit einer oder zwei kleinen Quellkammern und einer wasserdicht gemauerten Vereinigungs-

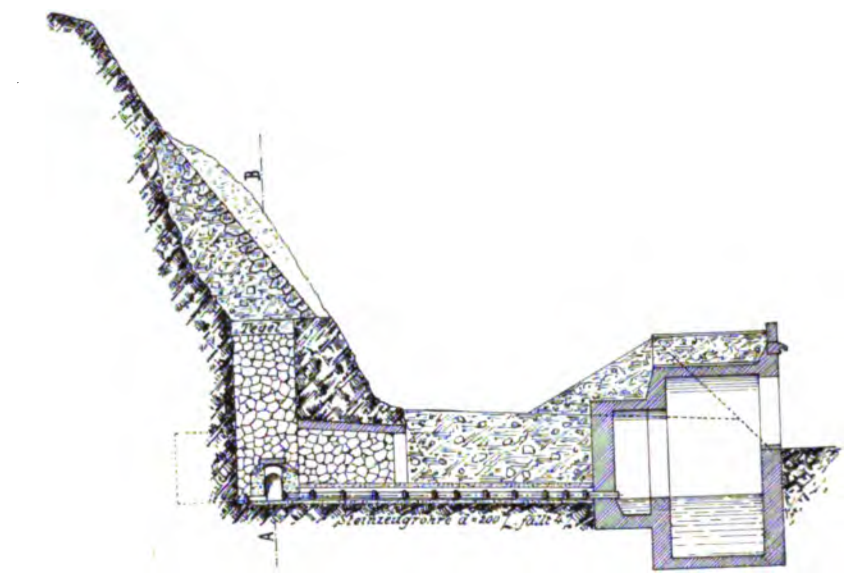


Längenschnitt. Grundriß.

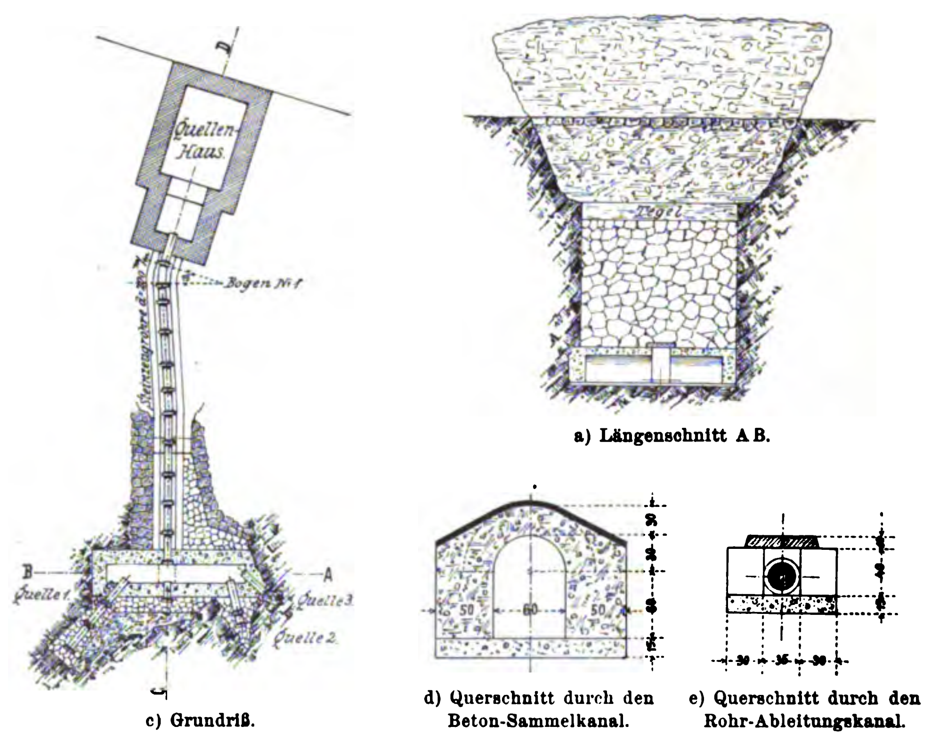
Fig. 5. Fassung von 2 Quellen mit einer Vereinigungskammer.

kammer (Schacht, Akkumulator) bestehen, wobei durch Staumauern ein Umlauf des Wassers verhindert und der Eintritt in den Saugkanal durch bergseitig im Mauerwerk ausgesparte Schlitze ermöglicht ist. Fig. 5 zeigt eine etwas abweichende Form einer solchen Quellfassung, wobei der Saugkanal des großen Gefälles wegen abgetreppt angeordnet erscheint. Aus dem 0,45/0,45/0,60 m weiten Vereinigungsschacht wird das gesammelte Quellwasser durch eine 40 mm weite Gußrohrleitung der Quellstube zugeführt.

Fig. 6 a—e zeigt die Fassung einer Quelle, welche zur Versorgung einer mährischen Stadt dient. Diese dem Pläner (Kreideformation) ent-



b) Längenschnitt CD.



c) Grundriß.

a) Längenschnitt AB.

d) Querschnitt durch den Beton-Sammelkanal.

e) Querschnitt durch den Rohr-Ableitungskanal.

Fig. 6. Quellenfassung und Quellenstube.

springende Quelle wurde zu Anfang des vorigen Jahrhunderts durch einen kurzen Stollen aufgeschlossen, welcher seitdem einstürzte, wodurch die bei *B* ersichtliche Terrainmulde entstand, welche später nach erfolgter Fassung der Quelle (1896) mit Steinen ausgefüllt, mit einer Tegel-(Letten-) Anstampfung gedeckt und überdies durch Pflaster oder Rasenbekleidung auf der Terrainoberfläche gegen das Eindringen von Tagewasser geschützt wurde. Ein Teil des alten Stollens ist aus dem Längenschnitt b und dem Grundriß c zu ersehen. Die Fassung der drei Austrittsstellen der Quelle aus Spalten des Plänersandsteines erfolgte durch gelochte Steinzeugrohre, $d = 150$ mm. Die Hohlräume der Felsnischen wurden sorgfältig mit reinen Bruchsteinen ausgeschlichtet. Das Wasser sammelt sich in einem 4 m langen, 0,60 m weiten und 0,90 m hohen, aus Beton hergestellten gewölbten Sammelkanal, welcher zur Sicherung gegen Druck der darüber liegenden hohen Anschüttung sehr kräftig dimensioniert erscheint; er ist in der Mitte mit einer Kontrollöffnung, welche mit einer Steinplatte gedichtet ist, versehen.

Aus Sparsamkeitsrücksichten wurde die Herstellung eines neu zu mauernden Zugangstollens unterlassen. Durch eine 200 mm weite Steinzeugrohrleitung, welche zum Schutze in einen aus Ziegelmauerwerk hergestellten Deckeldurchlaß (35/40 cm) gelegt wurde (siehe Fig. 6 e), wird das Wasser der in nächster Nähe gelegenen Quellenstube (Quellenhaus) zugeführt. Fig. 6 a stellt den Längenschnitt durch den Sammelkanal mit der Ansicht der Böschungsversicherung, d den Querschnitt dieses Kanales dar..

Eine andere Art der Fassung von Felsenquellen wird durch Fig. 7 veranschaulicht, welche dem Projekte der Trinkwasserleitung für die Stadt Brünn (Mähren) entnommen ist, das, in den Jahren 1889—1896 vom Verfasser ausgearbeitet, der Gemeinde vorgelegt wurde. Die in Aussicht genommenen, 60 km von Brünn gelegenen Quellen des Kreidegebietes Brüsau-Mußlau würden in verschiedener Weise zu fassen sein. Speziell die auf einer Strecke von ca. 100 m lokal nebeneinander auftretenden Quellen von Brüsau ($Q = 100$ sl.) werden einzeln gefaßt und durch einen Sammelkanal in das in der Nähe gelegene Wasserschloß geführt. Die in Fig. 7 gezeichnete Quellfassung bezieht sich auf einen Quellaustritt, welcher derartig zu fassen ist, daß gleichzeitig die direkte Schöpfung des Wassers mittels Gefäßen ermöglicht werden soll, da diese Quelle seit jeher von den in der Nähe wohnenden Personen zur Deckung des Trinkwasserbedarfes verwendet wird. Hierbei muß jedoch die Möglichkeit jeder eventuellen Verunreinigung ausgeschlossen bleiben. Wie aus dem Grundriß zu ersehen ist, werden die nebeneinander liegenden Quellaustritte No. 6, 7, 8 und 9 durch einen gewölbten Kanal *a b* verbunden. Das hier gesammelte Wasser tritt bei *c* in den eiförmigen Beton-Sammelkanal *c d* ein, dessen linke Wand *m* verlängert, die Schieberkammer *s* abschließt. Bei geöffnetem Schieber *s* wird durch eine eiserne Rohrleitung das durch Treppen zugängliche offene Wasserbassin *f* in dem Maße der Entnahme stets nachgefüllt werden, ohne daß eine Verunreinigung des Quellwassers in dem Sammelkanal möglich ist. Eine eventuelle Bedienung des Schiebers *s* kann durch den versperrten Einsteigschacht *e* erfolgen. Das Plateau der Quell fassung liegt 1 m über dem höchst gelegenen Hochwasserspiegel.

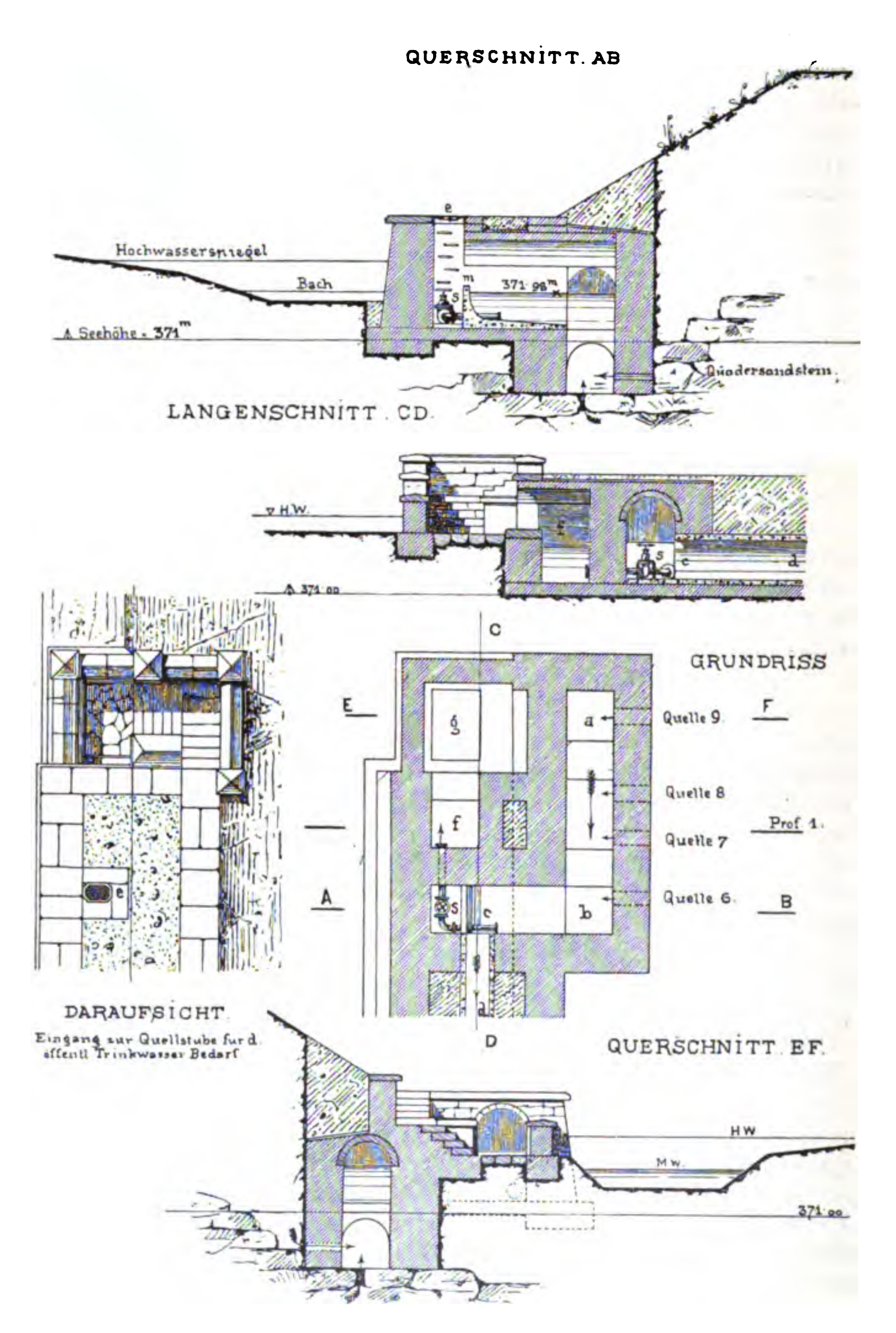


Fig. 7. Fassung der obersten Brüsauer Bahnhofquellen (Projekt Brünn).

Tritt das Wasser nicht konzentriert aus einzelnen größeren Steinspalten auf, sondern sickert dasselbe mehr oder weniger gleichförmig aus dem durchlässigen Gestein aus, dann kann die Ergiebigkeit der Quelle durch einen

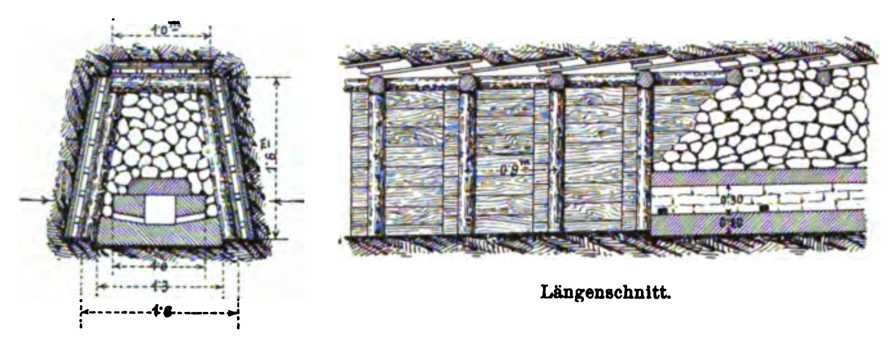


Fig. 8. Quell-Sammelkanal im Stollen.

Sammelkanal vermehrt werden, welcher entweder in einem von Tag aus ausgehobenen tiefen Graben oder in einem bergmännisch vorgetriebenen Stollen hergestellt wird. Erfolgt der Austritt des Quellwassers nur auf einer Seite, dann werden auf dieser Schlitze in die bergseitigen Widerlager des Deckeldurchlasses oder gewölbten Kanales gelassen, das talseitige Widerlager hingegen wasserdicht in Zementmörtel gelegt.

In Fig. 8 sind beiderseits Schlitze belassen, da in diesem Falle das Quellwasser von beiden Seiten eintritt. Der übrig bleibende freie Stollenraum wird zumeist mit Steinen gut ausgeschlichtet, um ein Einstürzen zu verhindern.

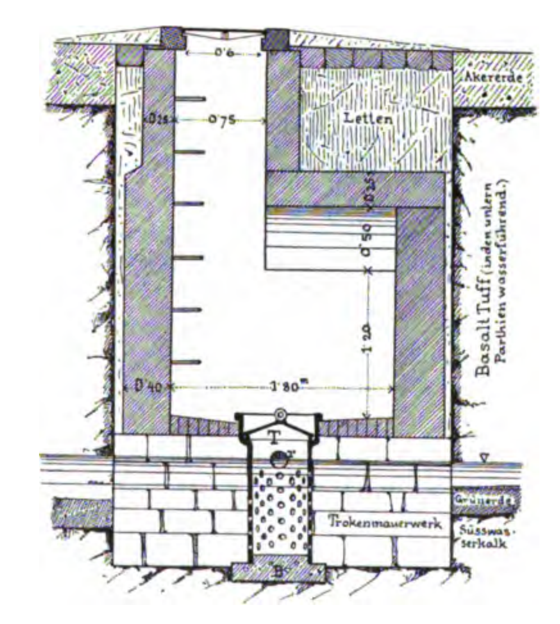


Fig. 9. Quellfassung mit Schacht.

Fig. 9 und 10 zeigen die Fassungen von lokal auftretendem Quellwasser in Basalttuff, welcher, überhaupt wasserdurchlässig, in seinen unteren Partien die wasserführende Schichte repräsentiert. Als undurchlässige Liegendschichte tritt hier eine schwache Lage von Grünerde auf, welche auf Süßwasserkalk auflagert. Die lokale Quelle in Fig. 9 wurde durch ein gelochtes glasiertes Steinzeugrohr T gefaßt, welches, auf einer Betonplatte B

stehend, oben mit einem eisernen Deckel verschlossen ist. Der Zutritt des Wassers erfolgt durch eine Schlichtung von Trockenmauerwerk, auf welche ein Einsteigschacht aufgemauert ist, wodurch die Quelle jederzeit zugänglich gemacht erscheint. Durch die Leitung *r* findet das Quellwasser seinen Abfluß in einen Sammelschacht (Akkumulator) oder direkt in die Quellsammelstube oder das Hochreservoir.

In Fig. 10 konnte, da die Quelle mitten auf einem Acker liegt, kein Einsteigschacht gemauert werden. Das gelochte Steinzeugrohr, das hier unmittelbar auf Felsen aufsteht und ringsum mit Schotter und Kies umschlichtet ist, wird durch eine Kappe *D*, welche ähnlich einem Endstöpsel (siehe später unter Fassonröhren) in die Muffe eingedichtet ist, wasserdicht abgeschlossen. Eine kleine Mauer m dient als Stauschwelle für das in der wasserführenden Schichte fließende Quellwasser und es ist gegen Verunreinigung von der Oberfläche aus für einen entsprechenden Abschluß durch Zementguß und Lettenstampfung gesorgt.

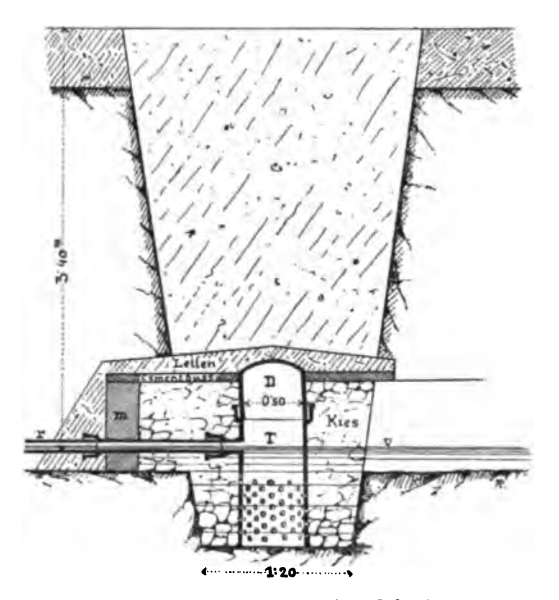


Fig. 10. Quellfassung ohne Schacht.

2. Quellstuben.

Um die Ergiebigkeit und Reinheit der Quelle jederzeit leicht kontrollieren zu können, empfiehlt es sich, eine eigene Quellstube, Brunnenkammer, zu bauen, welche bei sehr kleinen Leitungen gleichzeitig die Stelle eines Hochreservoirs vertreten kann. Größere Quellstuben pflegt man als Wasserschloß zu bezeichnen. Eine größere Quellstube, welche leicht zugänglich sein muß, soll einen Sandfang (Kammer für die Ablagerung des vom Wasser häufig mitgeführten feinen Sandes) besitzen, um die Rohrleitung vor Verschlämmung zu schützen, weiter die eigentliche Reinwasserkammer und endlich die Schieberkammer enthalten. Die letztere wird nur zu dem Zwecke gebaut, um die Schieber in dem wasserfreien Raume leichter untersuchen, teeren und schmieren zu können und das zu schnelle Rosten zu verhüten. Die bauliche Konstruktion einer größeren Wasserstube ist aus Tafel II zu ersehen. Ein Rohrstrang der Hauptzuleitung führt von hier zum Hochreservoir, welches in der Nähe der Stadt gelegen ist; die Rohrleitung ist durch einen Wasserschieber absperrbar und zur Verminderung der Kontraktion der Wasserstrahlen beim Eintritt mit einem sogen. Trompetenrohr (siehe Fassonröhren) versehen. Diesen Rohrstrang pflegt man etwas höher als die Sohle

anzuordnen. Ein zweiter, kleinerer Rohrstrang im Niveau der Sohle der Reinwasserkammer dient zur Entleerung der Quellstube (bei notwendiger Reinigung), welche durch Öffnen des bezüglichen Schiebers erfolgen kann; in diese Leitung mündet unterhalb des Absperrschiebers die Überfallleitung ein, welche das eine gewisse Höhe überschreitende überflüssige Wasser durch ein Trompetenrohr $\ddot{u}$ aufnimmt und durch die Entleerungsleitung abführt. Am Ende der Entleerungsleitung (Graben oder Bach) ist ein Auslaufobjekt, mit einer Froschklappe verschlossen, einzubauen. Die Kosten einer derartigen Quellstube belaufen sich auf ca. 3400 K (2900 M.). Der in die Praxis eintretende Kulturingenieur kann aus nachstehendem Kostenvoranschlage die Art und Weise der Aufstellung derartiger Projektsbeilagen ersehen (siehe S. 52 und 53).

Auf Tafel III ist das Wasserschloß eines vom Verfasser projektierten und 1894 gebauten Wasserwerkes im Grundriß, Daraufsicht, Ansicht und 3 Schnitten abgebildet. Das Wasserschloß besteht aus 2 Reinwasserkammern (als Reserve bei Reinigung einer derselben) und einer mittleren Kammer, die, mit Schotter gefüllt, als Grobfilter funktioniert und den Zweck hat, das ohnehin stets klare Grundquellwasser wohl nicht zu filtrieren, sondern Sand und event. größere, durch die Sammelleitung gebrachte Steinchen etc. zurückzuhalten. Die aus den 2 Sammelgebieten kommenden höher gelegenen Rohrleitungen (Taf. III, Fig. 3 und 6) führen das Wasser in diese Grobfilterkammer ein, aus welcher es, vermittelt durch die anstoßende kleine Schieberkammer, durch Öffnen der Schieber s_1 oder s_2 (Taf. III, Fig. 6) in eine oder beide Reinwasserkammern eingelassen werden kann. Durch Öffnen der Schieber s_3 oder s_4 kann das Wasser in die 300 mm weite Hauptzuleitung eingelassen und dem 12 km bei der Stadt gelegenen Hochreservoir zugeführt werden. Durch die Schieber s_5 und s_6 kann eine Entleerung, durch die Überfallrohre u_1, u_2, u_3 die Abführung des überschüssigen Wassers in den nahen Fluß bewerkstelligt werden. Hinter den Schiebern s_3 und s_4 sind in die Hauptrohrleitung 2 Luftröhren l_1 und l_2 eingebaut, deren Zweck in der später zu behandelnden mechanischen Einrichtung der Hochreservoire besprochen wird. Die Kosten dieses Wasserschlosses belaufen sich auf 15400 K (13000 M.).

Bezüglich der Ausführung der Quellenfassungen ist im allgemeinen noch zu bemerken, daß alles Mauerwerk in Zement auszuführen, daß Holz nicht einzubauen und Moos nicht als Fugendichtungsmaterial zu verwenden ist, soweit dieselben mit Wasser in Berührung kommen können. Eventuelles Trockenmauerwerk muß sehr solid geschlichtet werden, da es sonst später einstürzt. Gewölbungen etc. sind mit Zement oder Asphalt abzudecken, überhaupt ist der Eintritt von Tagewasser in die Quellstube hintan zu halten. Weiter soll das ursprüngliche Niveau des Wasserspiegels einer Quelle nie gehoben werden, wenn dieselbe aus Felsspalten kommt, da durch ein künstliches Aufstauen leicht ein unterirdischer anderweitiger Abfluß hervorgerufen werden kann, in welchem Falle die Ergiebigkeit der Quelle, statt durch die Fassung größer zu werden, unter Umständen bedeutend reduziert werden kann.

Vorausmaſs und Kostenanschlag

für den Bau der Quellenstube (Taf. III).

Gegenstände:		Österr. Währung			
		einzeln		zusammen	
		K	h	K	h
1. Erdarbeiten.					
a) Aushub, 4 m tief, in lehmig-erdigem Material . .	57,2 m³	1	40	80	08
b) Anschüttung und Stampfung	40,4 „	—	60	24	24
2. Maurerarbeiten.					
a) Sohlenpflaster aus prima Ziegeln, in Portlandzementmörtel gelegt, 0,30 m stark	4,2 m³	32	—	134	40
b) Ziegelmauerwerk in Portlandzementmörtel bis zum Fundamentabsatz (Fußbodenhöhe)	14,0 „	32	—	448	—
c) Gerades Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel (über Wasser)	22,0 „	20	—	440	—
d) Gewölbemauerwerk aus Ziegeln in hydraulischem Mörtel	4,3 „	24	—	103	20
e) Glatter Portlandzementverputz, bis Fußbodenhöhe geschliffen, $\frac{1:2}{1:1}$, 0,05 m stark	35,8 m²	5	—	179	—
f) Feiner innerer Verputz (vom Fußboden aufwärts) mit hydraulischem Mörtel, 1 : 2, 0,02 m stark	31,8 „	1	—	31	80
g) Rauher äußerer Verputz (über dem natürlichen Terrain) mit hydraulischem Mörtel, 0,03 m stark	4,9 „	1	—	4	90
h) Gewölbeabdeckung in hydraulischem Kalkmörtelbeton, 1 : 6, 10 cm stark	12,6 „	2	40	30	24
i) Herstellung der Fassade (Fugenschnitt etc.) . . .	20,8 „	2	—	41	60
k) Bruchsteinpflaster, trocken, in Sand	11,3 „	3	—	33	90
l) Hackelsteinmauerwerk in hydraulischem Kalk (zum Teil Quadermauerwerk):					
α) Profilierte Gesimsquader und Türstock	3,73 m³	100	—	373	—
β) Parapuet und Eingangsstufe	1,80 „	80	—	144	—
3. Zimmermanns-, Tischler- und Schlosserarbeiten.					
a) Fußbodenbelag aus Eichenholz, 0,05 m stark . . .	7,8 m²	5	—	39	—
b) 1 schmiedeeiserne Türe, 0,8 m breit, 1,7 m hoch, samt Türkegel und Schloß		80	—	80	—
c) 1 schmiedeeisernes Oberlichtfenster, 0,8 m breit, 0,4 m hoch .		20	—	20	—
d) 4 Stück Steigeisen samt Versetzen		—	60	2	40
4. Mechanische Ausrüstung.					
a) Schieber, $d = 150$ mm samt Handrad	1 Stück	130	—	130	—
„ $d = 100$ „ und Spindel	1 „	78	—	78	—
Zu übertragen:				2417	76

Gegenstände:	Österr. Währung			
	einzeln		zusammen	
	K	h	K	h
Übertrag:			2417	76
b) Appretierte Fassonröhren, diverse, zu liefern loko Baustelle:				
$d = 150$ mm $= 2{,}5$ lfd. m . . . . $= 120$				
$d = 100$ „ $= 5{,}5$ „ „ . . . . $= \underline{150}$ 2,7 M.-Ztr.	30	—	81	—
Dichten der Muffen in Hanf und Blei, $d = 150$ mm 1 Stück	3	30	3	30
„ „ „ „ „ „ „ $d = 100$ „ 1 „	2	30	2	30
Flanschendichtungen . . . . . . $d = 150$ „ 3 „	3	86	11	58
„ . . . . . . $d = 100$ „ 7 „	2	96	20	72
Einmauern der Rohre . . . . 3 „	2	—	6	—
c) Normale Gußmuffenrohre, $d = 100$ mm, für die Entleerungs- und Überfallleitung, Gesamtlänge 80 lfd. m . . . . 19,60 M.-Ztr.	22	—	431	20
Transport zur Verwendungsstelle . . . . . . 19,60 „	—	40	7	84
Aushub des Rohrgrabens, Legen und Dichten der Rohre in Hanf und Blei, Wiederanschütten und Stößeln ($d = 100$ mm), 80 lfd. m	2	80	224	—
d) Auslaufobjekt:				
Erd- und Maurerarbeiten / Fassonrohr samt Froschklappe } nach Detailrechnung . . { 46 K / 14 „			60	—
5. **Planierarbeiten, Besämen der Böschungen und diverses Unvorhergesehenes,** pauschaliter			134	30
Summe:			3400	—

Auch ein zu starkes Tieferlegen des Auslaufes ist tunlichst zu vermeiden, da hierdurch eine zu rasche Entwässerung des unterirdischen Quellsammelbeckens erfolgen kann.

Sammelröhren und Kanäle legt man mit ihrer Oberkante mindestens 1,5 m unter Terrain. Wo dies nicht überall möglich, muß durch eine entsprechend hohe Anschüttung die Überdeckung geschaffen werden. Das gleiche gilt bei den Brunnenstuben. Die Geschwindigkeit des Wassers in allen Druckleitungen soll zur Vermeidung hydraulischer Stöße $v_{max.} = 1$ m pro Sekunde nie übersteigen. Endlich soll für eine Ventilation größerer Brunnenstuben und für die Möglichkeit der Sedimentierung mitgeführten Sandes etc. gesorgt werden.

II. Sammelanlagen für Grundwasser.

Das Vorhandensein von Grundwasser setzt immer die Existenz einer eigenen wasserführenden Schichte, die gewöhnlich aus Schotter und Sand besteht, voraus. Aufgabe der Sammelanlagen ist es nun, diese wasserführende Schichte in der günstigsten Art zu durchfahren, zu erschließen und das gesammelte Wasser sodann einem Sammelbrunnen, Akkumulator, Wasser-

schlosse etc. zuzuführen. Für Leitungen mit künstlicher Wasserhebung wird es sich behufs billigster Erschließung und Gewinnung der im Tale gelegenen unterirdischen Grundwassermengen in vielen Fällen empfehlen, nur einen großen Sammelbrunnen anzulegen, aus welchem mittels einer Pumpenanlage das Wasser angesaugt wird. Durch die Absenkung (Depression) des natürlichen Grundwasserspiegels wird ein entsprechend rasches Zuströmen des umliegenden Grundwassers erzielt. Dieses Zuströmen erfolgt mehr oder weniger zentral (bei sehr ebenem Terrain) zum Brunnen zu und nimmt die Absenkung des Wassers vom Brunnen aus immer mehr und mehr ab, bis sie in einer gewissen Entfernung $\frac{D}{2}$ vom Brunnen gleich Null wird. Diese Absenkungs- oder Depressionskurve ist eine einer Parabel ähnliche Linie,

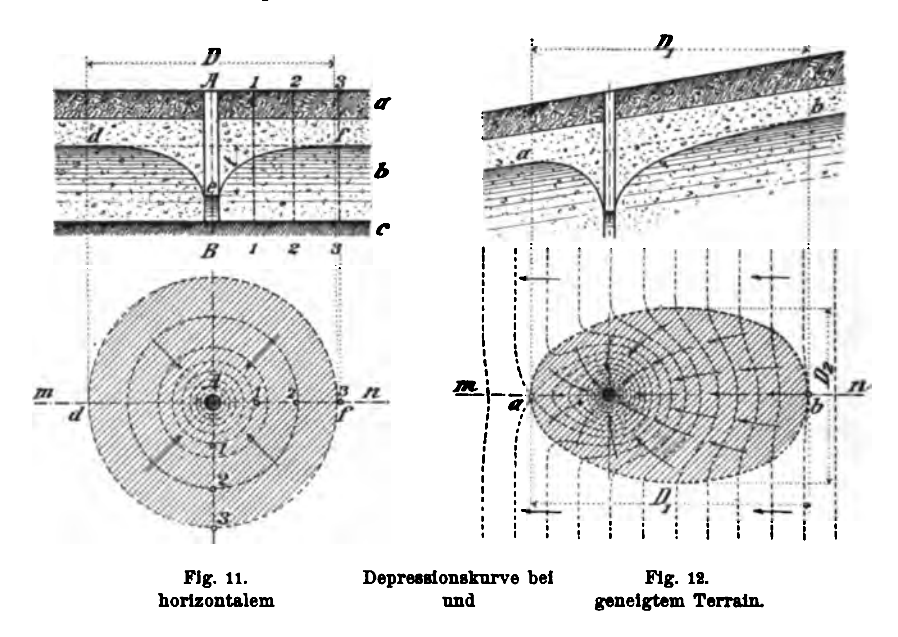


Fig. 11. Depressionskurve bei Fig. 12.
horizontalem und geneigtem Terrain.

deren Gestalt durch Probebohrungen (verrohrte Bohrlöcher) 1, 2, 3 innerhalb des Depressionsrayons (in Fig. 11 schraffiert) genau bestimmt werden kann. Alles außerhalb dieses Depressionsrayons gelegene Grundwasser tangiert die Ergiebigkeit des Brunnens gar nicht, insolange als die Depressionstiefe t nicht vergrößert wird, in welchem Falle auch der Depressionsrayon (die Entnahmegrenze) an Umfang zunimmt. Bei nicht normalen Verhältnissen oder größerem Terrain- bezw. Grundwassergefälle ist die horizontale Projektion des Depressionsrayons kein Kreis, sondern eine Ellipse (Fig. 12).

In vielen Fällen, insbesondere bei größeren Grundwasser-Entnahmeanlagen empfiehlt es sich, behufs Erzielung des notwendigen Quantums die Depression nicht allzugroß anzunehmen, sondern statt eines oder zweier großer Pumpbrunnen eine größere Anzahl kleiner Brunnen anzuordnen, somit aus jedem derselben nur ein kleines Quantum zu entnehmen, infolgedessen das Grundwasser nur eine geringere Absenkung zu erfahren braucht. Diese

Brunnen werden dann zweckmäßig mit Heberleitungen verbunden, durch welche das Wasser event. einem Kontrollbrunnen zugeführt wird, dem aber dann nur die Aufgabe eines Sammelbrunnens zufällt. Was die Entfernung der einzelnen Saugbrunnen anbelangt, so dürfen sich natürlich die der maximalen Depression entsprechenden Entnahmegrenzen nicht zu stark tangieren bezw. übergreifen, weil sonst die Ergiebigkeit zweier benachbarter Brunnen gegenseitig ungünstig beeinflußt wird.

Solche Saugbrunnen können event. als einfache Rohrbrunnen mit 1—2 sl. Ergiebigkeit abgeteuft werden (siehe weiteres bei den „Thiemschen Filterrohrbrunnen").

Die Brunnen werden, wenn die wasserführende Schichte nicht sehr mächtig ist, bis zum Liegenden derselben, zur wasserhaltenden Schichte (Letten, Fels etc.) abgeteuft.

Ist die Schotterschichte sehr mächtig, dann wird der Brunnen nur um ca. 1 m tiefer gebaut, als die zur Erzielung einer gewissen Zuflußmenge notwendige Depression beträgt. Oft ist der Wasserzufluß so stark, daß mit einer starken Pumpe das Wasser nur bis zu einem gewissen stabilen Niveau abgesenkt werden kann; man nennt dies dann die maximale Depressionstiefe. Um die Ergiebigkeit eines solchen Saug-, zugleich Sammelbrunnens zu messen, wurde derselbe früher häufig ausgepumpt und die Zeit bis zur Wiederanfüllung beobachtet. Diese Art der Messung ist nur für Hausbrunnen zulässig, die eigentlich gleichzeitig als Reservoir dienen, oder in jenen Fällen, wo die ganze Sammelanlage einer Gravitationsleitung nur aus einem solchen Brunnen besteht. In allen anderen Fällen hat man den Brunnenwasserspiegel bis zu jener Tiefe mittels einer Pumpe abzusenken, bei welcher die Wasserentnahme erfolgen soll. Es wird nun die Geschwindigkeit des Pumpens so reguliert, daß der Wasserspiegel weder zu- noch abnimmt, d. h. sich im Beharrungszustande der Depression befindet. In diesem Falle wirft die Pumpe so viel Wasser aus, als zufließt, und kann daher mittels geeichter Gefäße dieses Quantum leicht gemessen werden. Solche Messungen müssen insbesondere in trockener Zeit oder im Frühjahr vor der Schneeschmelze einigemal durchgeführt werden und sollen sich diese Versuche jedesmal auf einen ununterbrochenen Pumpenbetrieb von wenigstens mehreren Tagen erstrecken. Trotzdem kann man der Projektberechnung der Sicherheit wegen immer nur ein entsprechend reduziertes Zuflußquantum zugrunde legen, da jeder Saug- oder Sammelbrunnen nach mehrjährigem Betrieb in der Ergiebigkeit gegenüber den Messungsresultaten in der Regel zurückgeht und nebstdem auch die Ergiebigkeit durch die wechselnden Regenmengen zumeist oft bedeutend beeinflußt wird. Die Beurteilung der Größe der Reduktion des dem Pumpversuche entsprechenden maximalen Ergiebigkeits-Quantums des Brunnens im Hinblick auf später eintretende sehr trockene Jahre, kann am sichersten durch einen Vergleich der Niederschlagsmengen der dem Versuche vorangegangenen Infiltrationsperiode mit den entsprechenden Niederschlagsmengen der bekannt trockensten Jahre erfolgen, wobei bezüglich der Regenhöhen ein Graphikon für eine möglichst lange Zeitperiode (ähnlich wie auf Taf. II Bd. I) Verwendung finden kann. Was die Situierung eines Pump- (sogen.

Maschinenbrunnens) anbelangt, der gleichzeitig Saugbrunnen ist, so ist in erster Linie ein genauer Grundwasserschichtenplan zu konstruieren und die Disposition so zu treffen, daß der Brunnen, in der Grundwassermulde liegend, das größte Einzugsgebiet beherrscht; er darf weder auf einer Grundwasserscheide, noch in einem abgeschlossenen Grundwasserbassin liegen. Aber auch für die Situierung mehrerer Saugbrunnen in einem und demselben Entnahmegebiet wird die Konstruktion eines Grundwasserschichtenplanes zumeist notwendig werden.

Will man keine unangenehmen Erfahrungen machen, so sind nicht nur die geognostischen und die Grundwasserhöhenverhältnisse sorgfältigst zu erforschen, sondern auch ein Schichtenplan der wasserhaltenden Schichte dann zu konstruieren, wenn die Schotterschichte nicht mächtig ist. So kann beispielsweise der Brunnen in eine mehr oder weniger große Tegelmulde (Fig. 13) abgesenkt worden sein. Kurz andauernde Pumpversuche, durch welche diese Mulde infolge ihres großen Fassungsraumes nicht trockengelegt wurde, haben entsprechende Resultate geliefert und wurde auf Grund derselben die Sammelanlage gebaut. In trockenen Jahren kann nun nach längerem Betriebe der Pumpstation dieses unterirdische Reservoir ausgepumpt werden und tritt dann Wassermangel ein, der erst wieder zum Teil behoben wird, wenn durch Steigen des Grundwasserspiegels über die Tegelwasserscheide ein Anfüllen dieser Mulde erfolgt. Die zum Zwecke der Erzielung möglichst kleiner Kosten für Vorerhebungen beobachtete Sparsamkeit kann in einem solchen in der Praxis wiederholt vorgekommenen Falle zu sehr bedauerlichen Betriebsunterbrechungen führen. Die geognostische Untersuchung des Untergrundes ist aber auch aus dem Grunde notwendig, um konstatieren zu können, ob die wasserführende Schichte innerhalb des Entnahmerayons und darüber hinaus von einer wasserundurchlässigen Hangendschichte (Lehm, Letten) überlagert ist, weil sonst im Falle des Nichtvorhandenseins dieser Schutzschichte gegen Oberflächenverunreinigungen für die Schaffung eines entsprechenden Schutzrayons Sorge getragen werden muß. (Siehe die eingangs erwähnten Eröterungen S. 23.)

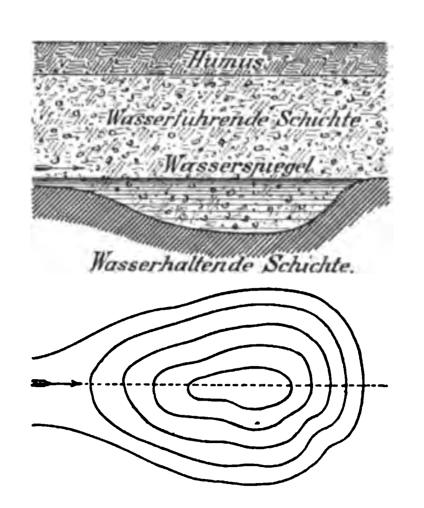
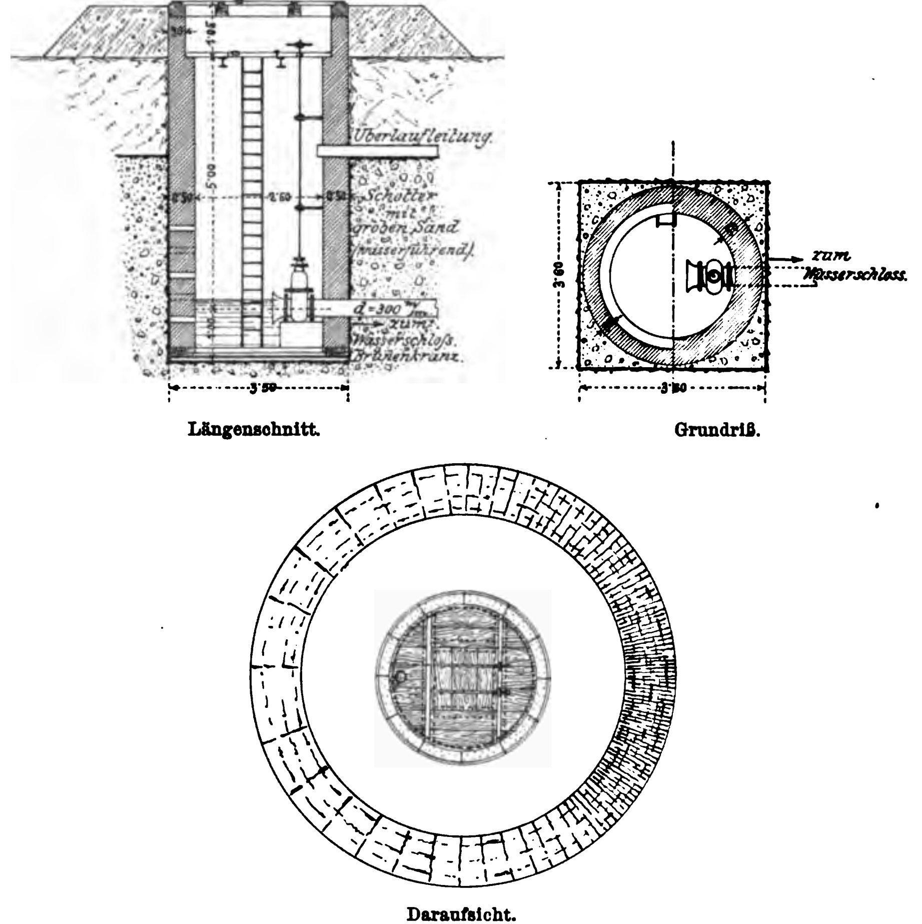


Fig. 13. Grundwassermulde.

Die Abteufung eines gemauerten Brunnens kann mittels Absenken erfolgen oder aber in der Weise, daß der Brunnenschacht auf die entsprechende Tiefe ausgehoben und event. gut ausgepölzt wird, worauf die Mauerung des Brunnens von unten nach aufwärts erfolgt. In allen Fällen kommt zu unterst der sogen. Brunnenkranz (Holz oder Eisen), welcher als Fundament des Brunnenmauerwerkes (Brunnenmantels) dient. Das Brunnen-

mauerwerk wird nur innerhalb der wasserführenden Schichte mit einzelnen Fugen für den Eintritt des Wassers versehen, sonst wasserdicht in Zement gemauert. Was die Stärke des Brunnenschacht-Mauerwerkes aus Ziegeln betrifft, so wird dieselbe zunächst bis 1,50 m Lichtweite mit 32 cm, von 2,0—2,5 m Durchmesser mit 50 cm, von 3,0—3,5 m mit 2 Ziegellängen (64 cm), von 4—5 m Lichtweite mit 80 cm und darüber mit 1 m bemessen.



Längenschnitt. Grundriß.

Daraufsicht.

Fig. 14. Saugbrunnen für Gravitationsleitungen.

Fig. 14 stellt die Bauart eines Saugbrunnens für Gravitationswasserleitungen dar. Der Wasserschieber wird in die Höhe der zu erzielenden Grundwassersenkung, jedoch immer höher als die Brunnensohle situiert, um Versandungen des Zuleitungsrohrstranges zu verhüten. Die Handhabung des Schiebers erfolgt mittels Spindelstange und Handrad von einem Podium, von welchem aus auch mittels Steigeisen oder eiserner Leitern der Einstieg in den Brunnen erfolgt. Eine Überlaufleitung fixiert den höchsten zulässigen Wasserspiegel im Brunnen. Um eine Verunreinigung des Grundwassers

durch Tagewasser (Meteorwasser) zu verhindern, muß das Brunnenmauerwerk über Terrain, also höher als der bekannte maximale Hochwasserspiegel etc. aufgemauert werden. Als Abschluß über Terrain wird gewöhnlich ein steinerner Brunnenkranz (Deckplatten) angeordnet, in deren Falz ein zweiter verschließbarer Brunnendeckel eingelegt wird. Wird das Wasser aus dem Sammelbrunnen nicht mit natürlichem Druck (per Gravitation) abgeleitet, sondern durch Pumpen gehoben, dann wird in demselben ein aufrecht stehendes, unten mit einem Saugkorb versehenes Saugrohr montiert, welches sich an die in einem eigenen Pumpenhause situierte Pumpenanlage anschließt. Die Saughöhe soll, einen rationellen Betrieb vorausgesetzt, 5—6 m nicht überschreiten und muß daher bei tieferen Brunnen die Pumpe selbst tiefer als das Terrain placiert werden. (Die äußerste überhaupt erreichbare Saughöhe ist 7—8 m.) Bei längeren Saugleitungen, also entfernter liegenden Pumpstationen, müssen dieselben behufs Ermöglichung der Entlüftung mit einer Steigung gegen die Pumpe zu angelegt werden. Die in den Saug- und Druckrohrleitungen rationell anzunehmende Geschwindigkeit ist $v = 0{,}6$ m. Bei größeren Saugtiefen ist die Anbringung eines Fußventiles bezw. Rückschlagventiles notwendig, um nach Einstellen des Pumpbetriebes die Wassersäule zu erhalten, somit das teilweise Entleeren der Saugleitungen zu verhindern.

Um den Einfluß einer starken Depression des Grundwassers auf die Grundwasserschichtenlinien zu veranschaulichen, habe ich in Fig. 15 und 16 zwei Aufnahmen der Grundwasserstände dargestellt als Resultate von im Jahre 1903 amtlich durchgeführten, von mir veranlaßten Pumpversuchen in einem bestehenden Maschinenbrunnen einer städtischen Wasserversorgungsanlage.

Fig. 15 zeigt die Grundwasserschichtenlinien im Beharrungszustande vor Beginn des Pumpens, Fig. 16 jene bei Beendigung des Pumpversuches und einer dabei erzielten Depression des Wasserspiegels um 4,16 m. Der Nullpunkt der Kotierung entspricht der Brunnenhohle. Aus der vergleichenden Betrachtung beider Figuren geht hervor, daß der Grundwasserspiegel zwischen Kote 8,0 und 8,5 m unverändert blieb, daher die Schichtenlinie 8,0 hier als Entnahmegrenze aufzufassen ist.

In Fig. 16 sind die interpolierten punktierten Isohypsen von 0,1 zu 0,1 m der Deutlichkeit wegen nicht eingezeichnet. Die Beobachtung und Messung der Grundwasserstände erfolgte durch abgeteufte Bohrröhren (No. 1—12).

Besteht die wasserführende Schichte aus sehr feinem Flugsand (Welloder Schwimmsand), dann fließt mit dem Wasser auch der Sand in die Brunnenröhre ein und füllt dieselbe baldigst an. Um dies nun zu verhüten, muß entweder der Brunnendurchmesser sehr groß und dadurch die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers sehr klein gemacht werden, was auch durch Anlage mehrerer Brunnen mit kleiner Absenkungstiefe erreicht werden kann, oder aber es werden sogen. Filterbrunnen abgesenkt. Dieselben unterscheiden sich von den gewöhnlichen Brunnen dadurch, daß das Mauerwerk des Brunnenmantels nicht voll gemauert ist, sondern einen ringförmigen Zwischenraum enthält, welcher mit grobem Sand und Kies angefüllt wird. Es stellen diese Brunnenmäntel also vertikale Filter dar. An Stelle dieser

Konstruktion können auch statt des gemauerten Brunnenschachtes innerhalb der feinen Flugsandschichten eiserne Filterrohre oder Röhren mit auswechselbaren Filterkörben verwendet werden. In dieser Hinsicht hat unter anderen Ingenieuren der in Grundwasserversorgungsanlagen bekannte Spezialist Bau-

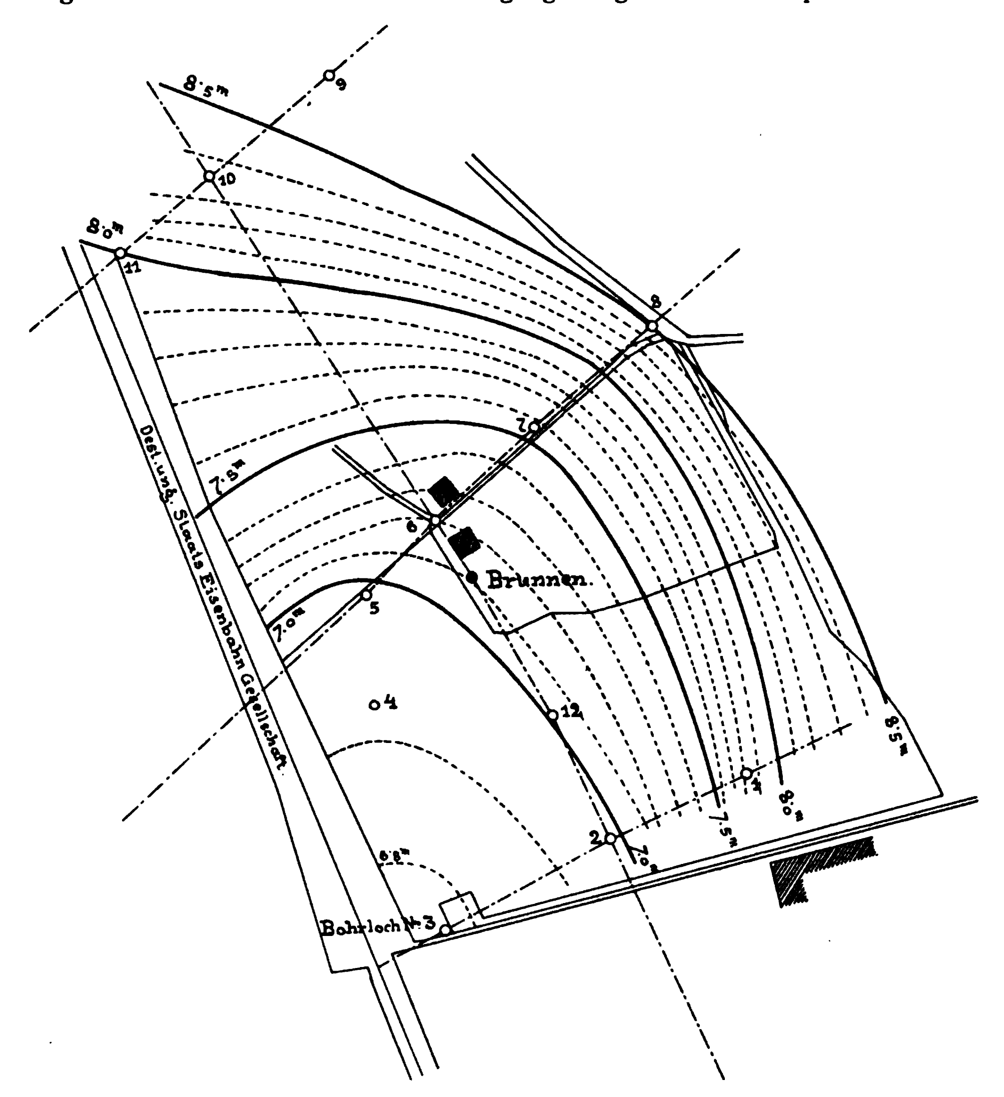


Fig. 15. Grundwasserschichtenplan vor Beginn des Pumpens.

rat Thiem in Leipzig eigene nach ihm benannte Filterrohrbrunnen konstruiert; eines dieser neuesten Systeme ist durch die Fig. 17 veranschaulicht.

Der unterste Teil, der gußeiserne Filterkorb von 150 mm Durchmesser, ist mit rechteckigen Schlitzen versehen und behufs Versteifung mit Rippen ausgestattet. Zum Schutze gegen das Eindringen von Sand ist derselbe mit

einem verzinnten Kupferdrahtgewebe umhüllt. Mittels Übermuffe gekuppelt, schließen sich daran die Futterrohre, welche im obersten Teile in ein Ansatzflanschenrohr $d = 125$ mm übergehen, welches, durch eine Glocke abgeschlossen, in die Strassenkappe hineinreicht. Ein eingeschalteter, mit dem Futterrohr

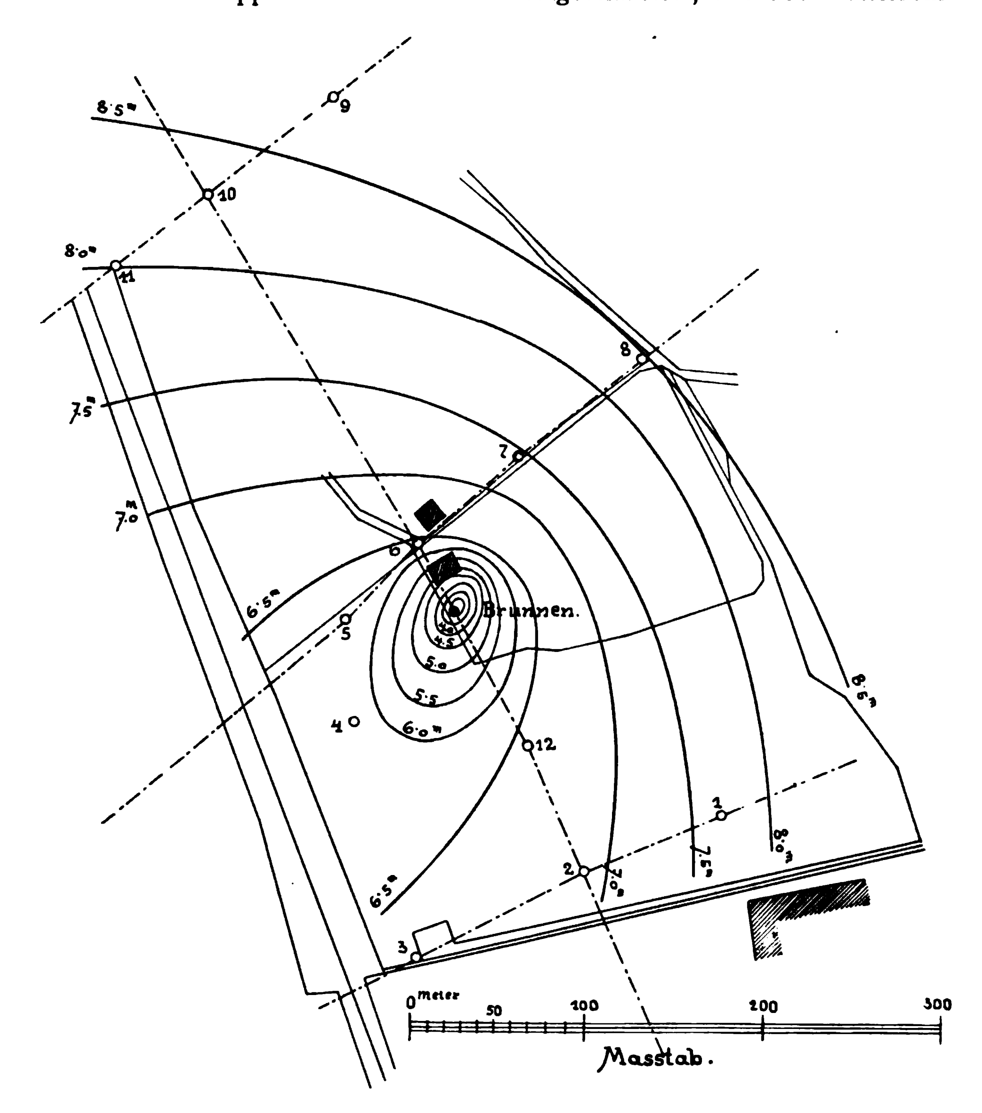


Fig. 16. Grundwasserschichtenplan nach Beendung des Pumpens.

durch eine Doppelmuffe verbundener Flanschenkrümmer steht mit der eigentlichen, 150 mm weiten Saugleitung in Verbindung und kann durch einen Kupferblechschieber der Brunnen außer Betrieb gesetzt werden. In das Futterrohr reicht in erster Linie das 115 mm weite kupferne Saugrohr des Filterbrunnens.

Ein zentrales, 25 mm weites Beobachtungsrohr ermöglicht sowohl eine Messung der Wasserstände, Entnahme von Wasserproben, sowie insbesondere

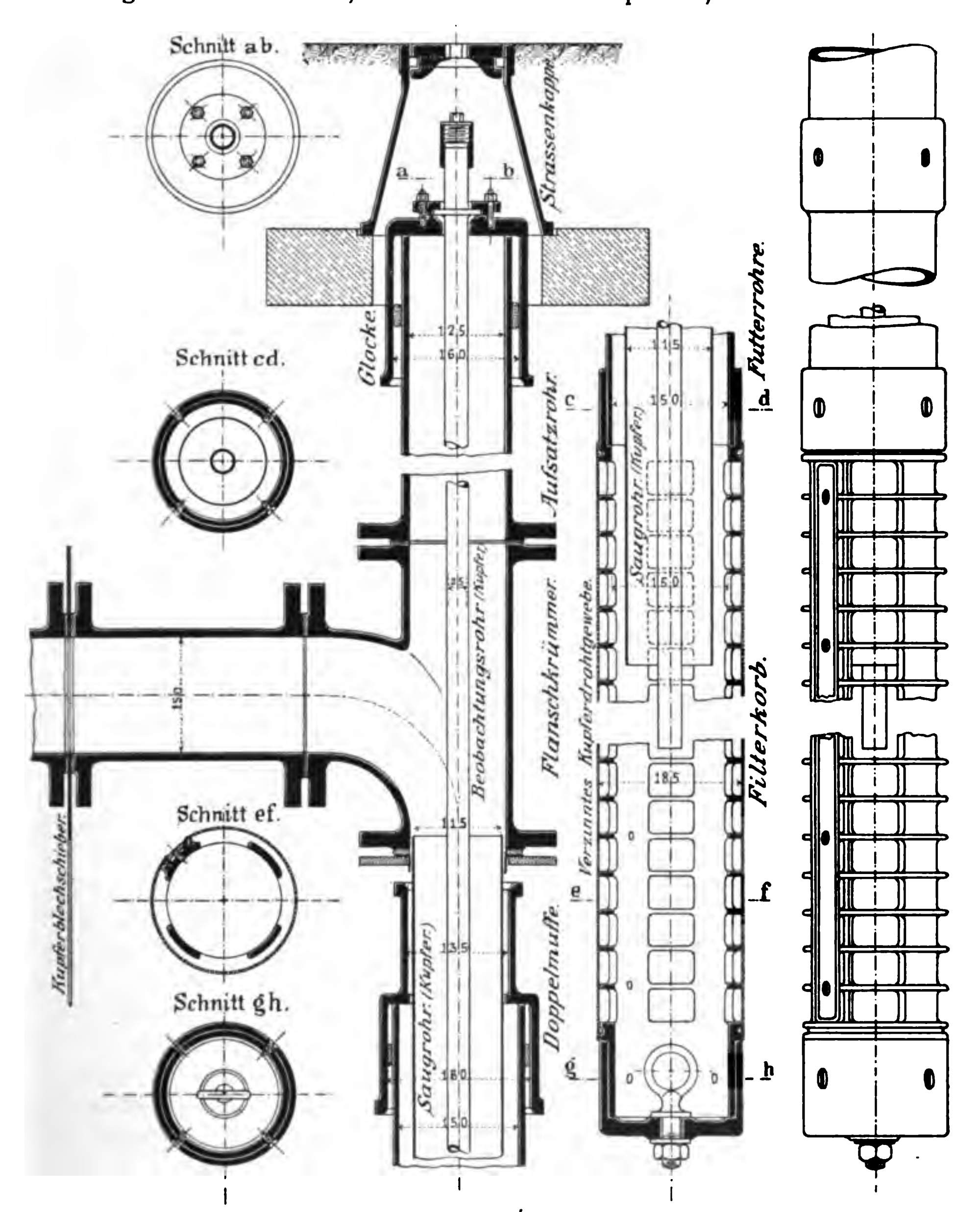


Fig. 17. Thiemscher Filterrohrbrunnen.

auch durch Ansetzen einer Pumpe die Aussaugung von eingedrungenem feinen Sand oder durch Kompression als Spülrohr die Reinigung des Siebes. Im Falle abnormaler Versandung des Filterkorbes kann der ganze Filterbrunnen

mittels des am Boden angebrachten Ringes (siehe Schnitt *gh*) ganz herausgezogen werden, in welchem Falle natürlich zuerst die Strassenkappe und das obere Aufsatzrohr samt Krümmer abgenommen werden muß.

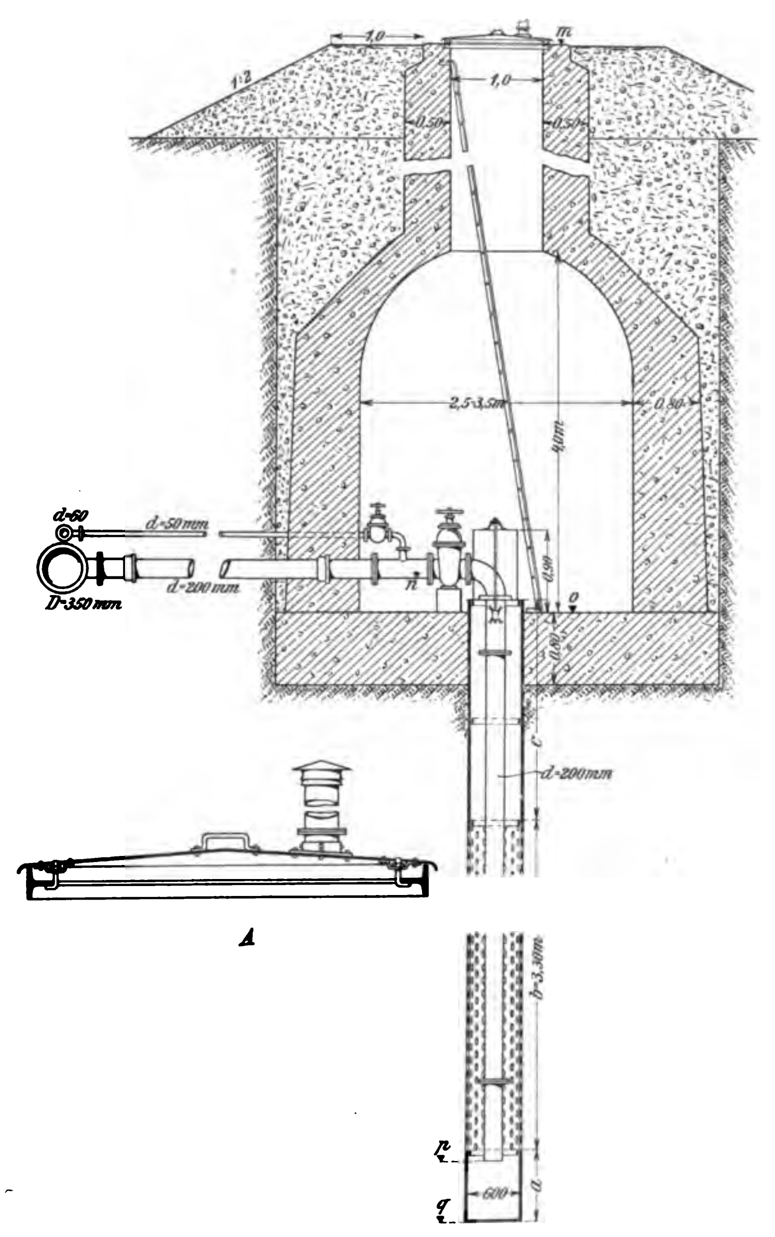


Fig. 18. Filterrohrbrunnen mit Schacht. A Detail des eisernen Schachtdeckels.

Solche Rohrbrunnen werden entweder hintereinander längs der Talweglinie der Grundwasserschichten oder rechts und links dieser Linie in

ein- oder mehrreihiger Anordnung, sogen. Reihen- oder Gruppenbrunnen, oder endlich ringförmig (Ringbrunnen) situiert.

Alle die Brunnen einer Fassungsanlage sind durch einzelne Nebenleitungen mit einer gemeinschaftlichen Hauptrohrleitung als Heberleitung mit dem Hauptsammelbrunnen verbunden, aus welchem das gesammelte Wasser gepumpt wird. Durch eingebaute Schieber kann nach Bedarf ein oder der andere Brunnen aus dem Betrieb ausgeschaltet werden, was z. B. in dem Falle notwendig erscheint, wenn eine lokale Verunreinigung bei einem der Brunnen, ein später auftretender großer Eisen- oder Mangangehalt etc. konstatiert wird. Mitunter werden diese Rohrbrunnen nicht bis zum Terrain geführt, sondern wird bis zum maximalen Grundwasserspiegel ein Einsteigschacht gemauert, von dessen Sohle aus erst der Rohrbrunnen beginnt, wodurch eine leichtere Zugänglichkeit und Bedienung der Schieber etc. ermöglicht wird (siehe Fig. 18).

In erster Linie wird ein entsprechend weites Bohrloch abgeteuft und dasselbe verrohrt. Bei Schottermaterial erfolgt dieses Abteufen nach Art der Versenkmethode, indem innerhalb eines gußeisernen Bohrrohres, welches entsprechend beschwert ist, durch einen Sackbohrer (Sackbagger) das Schottermaterial nach und nach herausgenommen wird, wonach das Bohrrohr allmählich nachsinkt. Statt eines gußeisernen Rohres kann auch ein genietetes Blechrohr verwendet werden.

Ist dieses verrohrte Bohrloch auf die gewünschte Tiefe niedergebracht, so wird in dasselbe das eigentliche definitive Mantelrohr von kleinerem Durchmesser eingeführt, der äußere Raum zwischen diesen beiden Röhren mit erbsengroßem Schotter ausgefüllt und nun das Bohrrohr wieder herausgezogen.

Der unterste Teil des Mantelrohres ist auf eine längere Strecke perforiert, d. h. mit zumeist länglichen Löchern oder förmlichen Schlitzen versehen, um das leichte Eindringen des Grundwassers zu ermöglichen (siehe Fig. 18). In dieses 600 mm weite Mantelrohr reicht nun das Saugrohr $d = 200$, welches in die 350 mm weite Hauptleitung einmündet und durch einen Schieber S event. abgesperrt werden kann. Um eine stetige Heberwirkung zu ermöglichen, wird mitunter durch eine eigene kleine Vakuumleitung vom Pumpenhaus aus das nötige Vakuum erzeugt. Im vorliegenden Falle ist diese Anschlußsaugleitung 50 mm, die Hauptsaugleitung 60 mm weit. Die Schieber sind in einen eigenen Schacht eingebaut.

Besteht jedoch die wasserführende Schichte zum Teil aus feinem Sand (Well- und Schwimmsand), so muß für die Verhütung der Verstopfung der Schlitze sowohl, wie das Eindringen des Sandes in die Leitungsröhren durch Anbringung von feinen Sieben gesorgt werden. In diesem Falle wird der untere Teil des Saugrohres selbst perforiert und mit Sieben oder mit einem eigenen Filterkorb versehen. Tritt eine Versandung trotzdem ein, so kann entweder das Saugrohr oder der Filterkorb herausgezogen und gereinigt werden, oder aber kann die Reinigung von innen aus durch Druckwasser mittels einer eigenen Spülleitung erfolgen. Der gelochte oder geschlitzte Teil der Saugröhren oder der Filterkorb ist zu verzinken oder besser aus Kupfer herzustellen.

Solche Rohrbrunnen liefern ca. 1—4 sl. So wurden beispielsweise für einige österreichische Städte derartige Brunnen von 150 mm Durchmesser in 30—40 m Entfernung abgeteuft, welche bei einer Depression von 1,5 m ein Wasserquantum von 1—1,5 sl. liefern. In einem Falle liegt der Grundwasserspiegel 5 m unter Terrain, die Bohrröhren selbst sind 10 m lang, der unterste Teil ist auf 1,8 m Länge perforiert und enden die Rohrbrunnen am Terrain in eine Strassenkappe. Die Depressionskurven schneiden sich in ca. 0,5 m unter dem ungesenkten Wasserspiegel.

Die Kosten eines solchen Rohrbrunnens $d = 150$ mm betrugen bis 10 m Tiefe pro Stück 700 K, also pro lfd. m 70 K, samt Abteufen und Verrohren der 200 mm weiten Bohrlöcher und nachträgliches Herausziehen der Bohrröhren — wobei das Bohren und Verrohren selbst 300 K, also pro lfd. m 30 K kostete. Dieses einfachste System von Rohrbrunnen kann aber nur für aus gröberem Schotter bestehende wasserführende Schichten Verwendung finden. Derartige Rohrbrunnenanlagen haben, wie schon früher hervorgehoben, nicht nur den großen Vorteil einer lokal geringen Beanspruchung des Grundwasserstromes, eine Vermeidung größerer künstlich erzeugter Grundwasserspiegelschwankungen und größerer Eintrittsgeschwindigkeiten, sondern man ist nicht auf einen oder zwei Hauptbrunnen angewiesen, daher auch eine Betriebsstörung nicht leicht möglich.

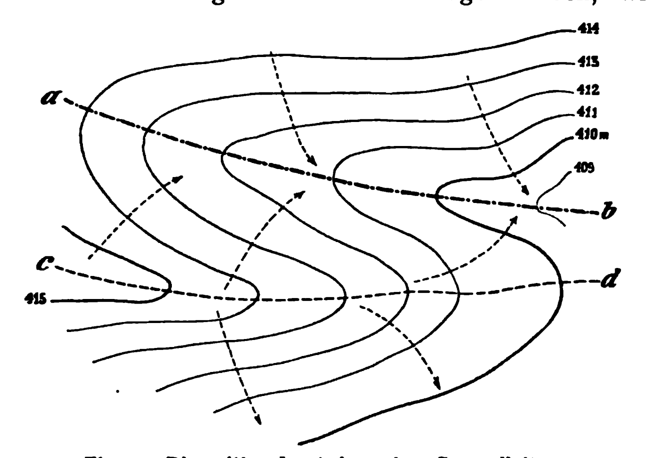


Fig. 19. Disposition der Anlage einer Sammelleitung.

Die Thiemschen Filterbrunnen werden in dem Eisenwerk Lauchhammer bei Gröditz in Sachsen hergestellt.

Bei Gravitationsleitungen, also dort, wo das Grundwassergebiet entsprechend höher situiert ist als die zu versorgende Ortschaft, und wenn der Grundwasserspiegel in mäßiger Tiefe unter Terrain liegt, kann man das Grundwasser statt durch Brunnen auch mittels Sammelleitungen (gelochte Steinzeugrohre — Saugkanäle) erschließen und in einen dichten Sammelbrunnen einleiten, von wo aus es zur Stadt gelangt. Als Grundsatz gilt, diese Saugleitungen senkrecht auf die Linie des größten Grundwassergefälles, also in die Talmulden zu legen. In Fig. 19 würde dieser Sammelkanal mithin längs der Linie a b zu legen sein. Der Saugstrang ist talaufwärts wasserdurchlässig, talabwärts wasserdicht herzustellen, mit gewaschenem Schotter zu bedecken und das Eindringen des Tagewassers (Trübung) durch eine Betonschichte zu verhindern. Der Kanal- oder Rohrstrang soll, soweit derselbe Wasser selbst aufnimmt, auf der wasserhaltenden Schichte aufliegen. Wird

infolgedessen die notwendige Tiefe bedeutend, so werden statt der offenen Gräben Stollen vorgetrieben und die Saugleitung hineingebettet.

Fig. 20 veranschaulicht den Querschnitt eines Saugkanales für größere Grundwasserquantitäten. Die punktierte Verlängerung des Mauerwerkes bedeutet einen der Einsteig- oder Revisionsschächte, welche in größeren Entfernungen, jedenfalls bei allen Bruchpunkten der Kanalachse einzubauen sind. Die Einsteigöffnungen können event. bis zutage geführt und durch versperrbare Deckel abgeschlossen werden.

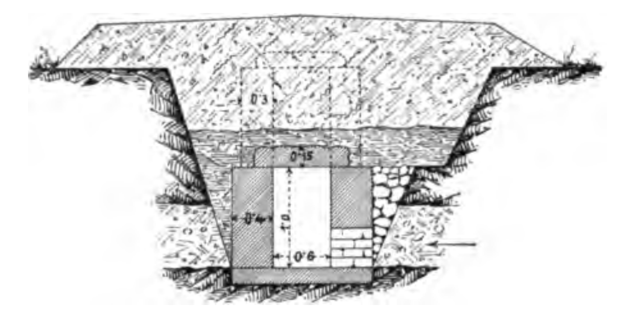


Fig. 20. Saugkanal (Querschnitt).

In Fig. 21 a ist der Querschnitt einer Drainage (Sammelleitung aus gelochten Steinzeugröhren) dargestellt. Auf der Talseite wird durch eine Zementschichte eine Aufstauung des Grundwassers bewirkt und dasselbe gezwungen, in die Rohrleitung einzutreten; desgleichen werden öfter bei größeren Gefällen im Rohrgraben selbst, also senkrecht auf die Röhren, Betonquerschwellen eingeschaltet. Das Gefälle dieser Rohrleitungen muß ein solches sein, daß eine Ablagerung von Sand und Schlamm nicht stattfinden kann; andererseits soll die Geschwindigkeit die Grenze von 1 m nicht überschreiten.



a) Querschnitt.

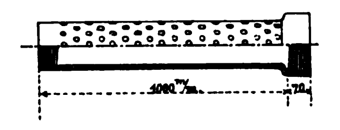
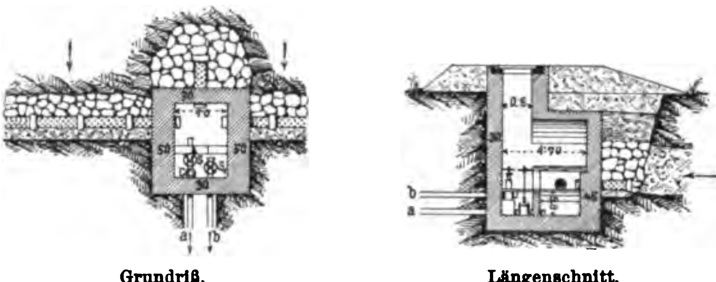

b) Detail eines gelochten Steinzeugrohres.

Fig. 21. Drainage-Sammelleitung.

Alle 100 m sind Putzschächte anzuordnen. Eine Dichtung dieser gelochten Steinzeugröhren ist bei gutem Untergrunde nicht notwendig, bei den vollwandigen Steinzeugröhren, mittels welcher das gesammelte Wasser aus dem Sammelgebiet weiter in die Quellstube geleitet wird, jedoch selbstverständlich. Die beste Dichtung besteht aus einem gut durchgekneteten Gemenge von 2 Teilen Letten (fettem Ton) und 1 Teil Teer oder durch Ausgießen der Muffe mit einem Gemenge von Asphalt und Teer. Gute gelochte Steinzeugrohre sind als Sammelrohre eisernen ähnlichen Röhren vorzuziehen, wenn die Bettung eine entsprechende ist, da ein insbesondere durch Rosten bedingtes Verlegen der Einflußöffnungen ausgeschlossen ist.

Zwei oder mehrere solcher Sammelleitungen werden dann in einen Vereinigungsschacht, Akkumulator, Sammelschacht (Fig. 22), vereinigt. Dieses Objekt, 1,0 m breit und 1,70 m lang, ist durch eine niedere Scheidewand in 2 Abteilungen geteilt; eine davon enthält den Schieber *s* für die Entleerungs- und Überfallleitung *a* mit dem Überfallrohre *c* und den Schieber *s* für die Zuleitung *b* zur Quellstube (Reservoir etc.). In der Scheidemauer ist eine Überfallöffnung ausgespart, über welche das von dem etwa mitgeführten Sande befreite Wasser in die Schieberkammer überfließt. Eine 0,60/0,45 m weite Einsteigöffnung ist mit einem versperrbaren eisernen Schachtdeckel, der über Hochwasser gelegen ist, abgeschlossen. Ähnliche Sammelanlagen und Sammelschächte sind aus Tafel IV zu entnehmen.

Auf Tafel II ist eine andere Wassersammelanlage mittels gelochter Steinzeugrohre und Sammelbrunnen gezeichnet. Aus der Situation dieser vom Verfasser projektierten und 1893 ausgeführten Anlage ist insbesondere auch zu ersehen, daß die Quelle 1 mittels eines aus 600 mm weiten Steinzeugröhren hergestellten Brunnens, die Quelle 2 mittels eines gemauerten



Grundriß. Längenschnitt.
Fig. 22. Quellen-Akkumulator.

Brunnens gefaßt ist. Das dazwischen in der dort befindlichen wasserführenden Schichte auftretende Wasser wird mittels Filterröhren (gelochte horizontale Steinzeugrohre) abgefangen. Zwischen Quelle 2 und 3 wurde, da in dieser Strecke kein Grundwasser auftritt, eine Leitung aus vollen Steinzeugröhren (gedichtet) gelegt. Das unmittelbar hinter der Quellstube auftretende Wasser wird durch einen rechteckigen Sammelkanal aufgefangen und mit dem anderen gesammelten Wasser in die Quellstube eingeleitet.

1. Bestimmung der Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes durch Rechnung.

Für generelle Schätzungen der Ergiebigkeit eines Grundwassergebietes kann man auch den Weg rechnerischer Ermittelung einschlagen. Als Rechnungsfaktoren werden in diesem Falle maßgebend sein:

1. das Gefälle, welches direkt aus dem Grundwasserschichtenplan entnommen, aus welchen die Geschwindigkeit gerechnet werden kann;
2. die Durchflußfläche, das ist der wasserhaltende Querschnitt, also das Porenvolumen, resp. der Zwischenraum zwischen den einzelnen Sand- oder Schotterindividuen, welcher mit Wasser gefüllt ist, und

3. die Durchlässigkeit der wasserführenden Schichte, welche eben vom Porenvolumen abhängt.

Nach den von Darcy über die Bewegung des Wassers im Boden vorgenommenen Versuchen nimmt die Geschwindigkeit nahezu im gleichen Verhältnis des Gefälles zu, zum Unterschied von gewöhnlichen Wasserleitungsprofilen, wo die Geschwindigkeit mit der Quadratwurzel aus $2\,gh$ wächst. Für vorliegenden Fall wird also allgemein die Geschwindigkeit $v = K \cdot \frac{h}{l}$ sein, wenn K einen von der Beschaffenheit des Materials der wasserführenden Schichte, also der Durchlässigkeit abhängigen Koeffizienten bedeutet.

Von den vom Wasser erfüllten Zwischenräumen (Fläche F) wird jedoch nur ein Teil in Rechnung zu ziehen sein, nämlich derjenige, welcher nach Abzug des durch Kapillarität zurückgehaltenen Wassers, sowie jenes Quantums, welches zur Umhüllung der einzelnen Bodenpartikel notwendig ist, übrig bleibt; bezeichnen wir dieses prozentuelle Verhältnis: das aktuelle Porenvolumen, also $\frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{Gesamtquerschnitt}}$ mit K_1, so wird sich der eigentliche wasserhaltende Querschnitt ausdrücken lassen durch $K_1 . F$.

Wir erhalten somit die Grundgleichung:

$$Q = K . K_1 . F \cdot \frac{h}{l}. \tag{1}$$

Lueger nimmt für praktische Zwecke den Durchlässigkeitskoeffizienten $K = d$, den mittleren Durchmesser des Sand- oder Schotterindividuums, allgemein Korngröße genannt, an.

Es wäre also für $d = K = 1$ mm $= 0{,}001$ m das $v = 0{,}001 \cdot \frac{h}{l}$. Daher ist für das Gefälle

$$\frac{h}{l} = 1{,}0\,\% = 0{,}01; \quad v = 0{,}001 . 0{,}01 = 0{,}00001 \text{ m},$$
$$= 1{,}0\,‰ = 0{,}001; \quad v = 0{,}000001 \text{ m},$$
$$= 0{,}5\,‰ = 0{,}0005; \quad v = 0{,}0000005 \text{ m},$$

oder die Geschwindigkeit pro Tag (24^h) ausgedrückt, ergebe:

$$v_{24^h} = 0{,}00001 . 86400 \text{ sec.} = 0{,}864 \text{ m bezw. } 0{,}0864 \text{ m}$$

und im dritten Falle $v = 0{,}0432$ m.

Nehmen wir nun beispielsweise das aktuelle Porenvolumen $K_1 = 0{,}25$ an, d. h. die Hohlräume entsprächen dem 4. Teil des Gesamtquerschnittes F, ferner die Korngröße $d = K = 0{,}010$ m, wäre ferner diese Fläche der wasserführenden Schichte $F = 1 \text{ m}^2$ und das Gefälle $\frac{h}{l} = 1\,‰ = 0{,}001$, so würde 1 m^2 wasserführende Schichte pro Tag ergeben:

$$Q_{24^h} = 86400 \text{ sec.} . 0{,}01 . 0{,}25 . 1 \text{ m}^2 . 0{,}001 = \mathbf{21{,}6 \text{ m}^3},$$

d. h. $\mathbf{Q = 0{,}25 \text{ sl.}}$

oder ein Grundwasserstrom von 1 km Breite und 1 m Tiefe bei 2 mm Korngröße, einem Gefälle von $1\,‰$ und einem Porenvolumen von $K_1 = 0{,}25$ ergebe pro Sekunde:

$$Q = K \,.\, K_1 \,.\, F \cdot \frac{h}{l} = 0{,}002 \,.\, 0{,}25 \,.\, 1000 \text{ m} \,.\, 1 \text{ m} \,.\, 0{,}001 = 0{,}0005 \text{ m}^3 = \mathbf{0{,}5 \text{ sl.}}$$

oder pro Tag $Q_{24}{}^h = \mathbf{43{,}2 \text{ m}^3}$,

während derselbe Grundwasserträger nach obigen Annahmen bis 10 mm Korngröße $Q_{24}{}^h = \mathbf{216 \text{ m}^3}$ liefern würde, also das 5fache Quantum, entsprechend der 5fachen Korngröße.

2. Ergiebigkeit einer Gravitations-Grundwassersammelleitung
(gelochte Steinzeugrohrleitung, Saugkanäle etc.) (Fig. 23).

Ist v_x die Geschwindigkeit, mit welcher das Grundwasser im Abstande x der Sammelleitung zufließt, und b die Länge dieser Saugleitung, und bedeutet K_1 den Porenvolumskoeffizienten, so beträgt die auf dieser Seite in das Rohr gelangende Wassermenge $Q = v_x \,.\, y \,.\, b \,.\, K_1$. Das entsprechende Gefälle wird durch die in Punkt t an die Depressionskurve gezogene Tangente repräsentiert,

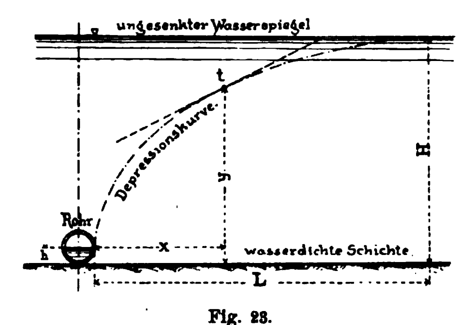


Fig. 23.

also $= \frac{dy}{dx}$; es wird daher in die allgemeine Darcysche Formel $v = K \,.\, J = K \cdot \frac{h}{l}$ substituiert: $v_x = K \cdot \frac{dy}{dx}$ und somit $Q = K \,.\, K_1 \,.\, y \,.\, b \cdot \frac{dy}{dx}$.

Aus dieser Gleichung ergibt sich für $x = o$ und $y = h$:

$$Q = \frac{K \,.\, K_1 \,.\, b}{2x} (y^2 - h^2);$$

die Depressionskurve ist also ein Parabel der Gleichung

$$y^2 = \frac{2Qx}{K \,.\, K_1 \,.\, b} + h^2.$$

Für die Grenzwerte $y = H$ und $x = L$ wird

$$\underline{\mathbf{Q = \frac{K \,.\, K_1 \,.\, b\,(H^2 - h^2)}{2L}}};$$

findet der Zufluß von beiden Seiten statt, so ist Q doppelt zu nehmen.

Die Entfernung L entspricht einem Punkte der Entnahmegrenze, wo also die Absenkung gleich oder nahezu Null ist. Aus der Form der Depressionskurve ist zu ersehen, daß bei der Eintrittsstelle in die Sammelleitung die

Geschwindigkeit am größten ist, daher zwecks Verhütung einer Versandung das Drainagerohr etc. mit einer Schotterlage zu umgeben ist.

Nach der von Prof. Forchheimer durchgeführten analytischen Ent wicklung für kürzere Sickerschlitze ist die Ergiebigkeit einer solchen von der Länge l so groß, wie diejenige eines Brunnens vom Durchmesser $\frac{l}{2}$ unter Annahme gleicher Depressionstiefe.

3. Ergiebigkeit eines Sammelbrunnens (Fig. 24 und 25).

Da der Zufluß von allen Seiten bei nahezu horizontal angenommenem Grundwasserspiegel radial stattfindet, die Entnahmegrenze also nahezu eine Kreislinie darstellt, die Depressionskurve die Erzeugende eines parabolischen Kegels bildet, so erhalten wir nachstehenden Wert für Q in einem beliebigen Punkt t:

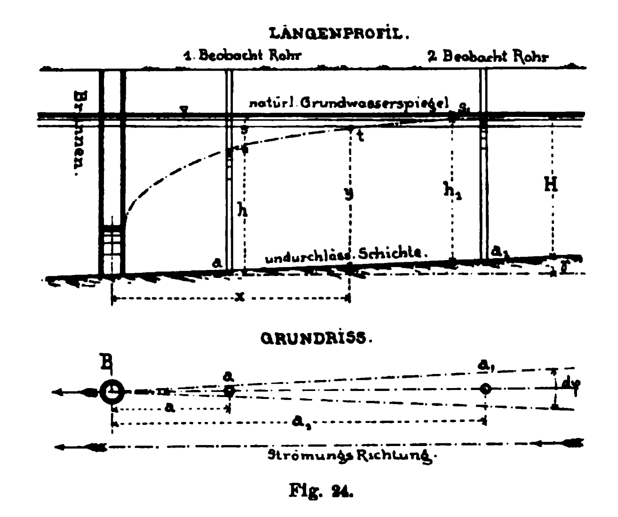


Fig. 24.

Ist v_x die Geschwindigkeit im Punkt t, so ist $Q = K_1 . 2\pi . x . y . v_x$, und da $v = K \cdot \frac{dy}{dx}$, so ist $Q = K . K_1 . 2\pi . x . y \cdot \frac{dy}{dx}$; für $x = r$ wird $y = h$

und
$$\frac{Q = K . K_1 . \pi (y^2 - h^2)}{log. nat. \frac{x}{r}}$$

und für $y = H$ wird $x = R$ und

$$Q = \frac{K . K_1 . \pi (H^2 - h^2)}{log. nat. \frac{R}{r}}.$$

Baurat Thiem, welcher diese Gleichungen vor längerer Zeit aufgestellt, hat vor einigen Jahren (1902) gelegentlich eines von ihm für die Stadt Prag erstatteten Gutachtens eine neue Auswertung der variablen Koeffizienten bezüglich der Durchlässigkeit des Bodens entwickelt, wenn durch einen Pump-

versuch aus einem Rohrbrunnen und einigen innerhalb der Entnahmegrenze abgeteuften Beobachtungsröhren die Gestalt der Absenkungskurve festgestellt wurde.

Für den Durchlässigkeitsfaktor führt Thiem eine absolute Maßeinheit — die Einheitsergiebigkeit ε — ein, d. i. jene Wassermenge, welche in der Zeiteinheit bei dem Gefälle 1 und der Fläche 1 geliefert werden würde.

Bezeichnet man mit

F die Profilfläche,

i das in ihr herrschende natürliche spezifische Gefälle,

ε die Einheitsergiebigkeit,

Q die das Profil F durchfließende Wassermenge,

dann ist nach dem Darcyschen Gesetze $\boldsymbol{Q = \varepsilon \cdot F \cdot i}$.

F und i werden nun bestimmt durch Bohrungen, aus deren Schichtenfolgen die Mächtigkeit der wasserführenden Schichte und das Grundwasserspiegelgefälle hervorgehen. Bei der geringen Entfernung der Bohrröhren vom Rohrbrunnen müssen die Nivellements der Wasserspiegel natürlich auf Bruchteile von Millimeter vorgenommen werden, was Thiem unter Zuhilfenahme von genauen Senkeln und daran gehängten präparierten Papierstreifen (ohne kapillare Ansaugung) ermöglicht.

Die Bestimmung des Wertes ε erfolgt nun in folgender Weise:

Im Längenprofil und Grundriß (Fig. 24) ist die Strömungsrichtung angedeutet, wobei der Grundwasserspiegel geneigt, eben und parallel zur undurchlässigen Sohle angenommen ist. Die Breite dieses Grundwasserstromes wäre unbegrenzt.

Ein Rohrbrunnen und zwei Beobachtungsröhren wurden in einer Linie liegend abgeteuft und nun durch einige Zeit aus dem Rohrbrunnen ein konstantes Quantum entnommen und dadurch ein bestimmter Depressionswasserspiegel hervorgerufen, dessen Verlauf zwischen dem Brunnen und der 2. Bohrröhre (Beobachtungsrohr) genau bestimmt werden kann.

Thiem bezeichnet nun mit

r den Brunnenhalbmesser,

q die gemessene Brunnenergiebigkeit bei der erzeugten Depressionstiefe,

q_1 die Ergiebigkeit, welche der Brunnen unter sonst gleichen Umständen haben würde, wenn die natürliche Grundwassergeschwindigkeit gleich Null, der natürliche Spiegel und die Sohle also horizontal wären,

γ den Neigungswinkel der undurchlässigen Sohle gegen den Horizont,

i das natürliche spezifische Spiegelgefälle,

H die Mächtigkeit der wasserführenden Schichte,

x und y die Koordinaten der Depressionskurve, bezogen auf die geneigte Sohle mit der Brunnenachse als Anfangspunkt.

Legt man im Grundriß durch den Brunnenmittelpunkt in der Strömungsrichtung einen Sektor mit dem Zentriwinkel $d\varphi$, so fließt in diesen Sektor in der Entfernung x vom Brunnen eine Wassermenge dq, die sich zusammensetzt aus der algebraischen Summe von natürlich und künstlich fließender Menge.

Da das Gefälle ein physikalischer, an die Horizontale gebundener Begriff ist, so muß auch die Gefällswertung der Kurven sich auf eine wagrechte Abszisse, also auf die durch die Brunnensohle gelegte Horizontale beziehen.

Es ist $$dq = \varepsilon x \,.\, \cos.\gamma \,.\, d\varphi \,.\, y \cdot \frac{d\,(y + x\,.\,\sin.\gamma)}{d_1\,(x\,.\,\cos.\gamma)}.$$

Da für den sehr kleinen Winkel γ an Stelle des Sinus die Tangente gesetzt werden kann, so ist:

$$dq = \varepsilon x \,.\, d\varphi \,.\, y \cdot \left(\frac{dy}{dx} + i\right),$$

ferner ist $$dq = \varepsilon x \,.\, d\varphi \,.\, y \,.\, i + \frac{q_1 \,.\, r \,.\, d\varphi}{2r \,.\, \pi}.$$

Das erste Glied rechts vom Gleichheitszeichen ist die im Sektor im Abstand x natürlich fließende Menge, das zweite die künstlich fließende. Diese tritt gleichmäßig verteilt in den Brunnenmantel ein und jeder laufende Meter Umfang erhält die Menge $\frac{q}{2r\,.\,\pi}$, mithin der Sektor $\frac{qr\,.\,d\varphi}{2r\,.\,\pi}$; nun ist

$$\varepsilon x \,.\, y \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{q_1}{2\pi},$$

also $$\varepsilon = \frac{q}{2\pi} \cdot \frac{\int_a^{a_1} \cdot \frac{dx}{x}}{\int_h^{h_1} \cdot y \,.\, dy} = \frac{q_1}{\pi} \cdot \frac{ln\,.\,a_1 - ln\,.\,a}{h_1^2 - h^2},$$ wobei $ln = log.\ nat.$

Der im fließenden Wasser stehende Brunnen hat aber unter sonst gleichen Umständen dieselbe Ergiebigkeit, wie der im ruhenden Wasser stehende, was Thiem an verschiedenen Orten früher schon nachgewiesen hat; man kann deshalb an Stelle von q_1 die beobachtete Ergiebigkeit q setzen.

Das natürliche Gefälle i ist aus obiger Gleichung verschwunden und die Auswertung von ε kann daher bei jedem beliebigen Gefälle sich vollziehen. Die Verbindungslinie des Brunnens und der Beobachtungsrohre kann auch von der Strömungsrichtung abweichen, ja sogar senkrecht darauf stehen, in welchem Falle die natürliche Spiegellage horizontal ist.

Nach Einführung des Wertes von ε in die Grundgleichung von Q ergibt sich: $$Q = \frac{F\,.\,i\,.\,q}{\pi} \cdot \frac{ln\,.\,a_1 - ln\,.\,a}{h_1^2 - h^2}.$$

F ist aber das Produkt aus der Profillänge l und der Mächtigkeit H der wasserführenden Schichte; die letztere ist jedoch mit Bezug auf die Fig. 25:

$$H = \frac{h_1 + h}{2} + \frac{s_1 + s}{2}.$$

Das zweite Glied kann in Form eines aliquoten Teiles n des ersten ausgedrückt werden, also:

$$H = \frac{h_1 + h}{2} \cdot (1 + n)$$ und da ferner $h_1 - h = s - s_1$ ist,

so wird $$Q = \frac{(1+n)\,l\,.\,i\,.\,q\,(ln\,.\,a_1 - ln\,.\,a)}{2\pi\,.\,(s-s_1)}.$$

Um mit Rücksicht auf die Mächtigkeit und lokale Verschiedenheit der wasserführenden Schichte und des Grundwassergefälles die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes zu berechnen, ordnet Thiem, entsprechend verteilt, Versuchsbrunnengruppen an, deren jede aus einem Rohrbrunnen und wenigstens drei in Dreiecksform situierten Beobachtungsröhren besteht. Während aus dem Rohrbrunnen ein bestimmtes Quantum geschöpft wird, erfolgt gleichzeitig die Beobachtung der Depressionstiefen nach Eintritt des Beharrungszustandes im gesenkten Grundwasserspiegel, und werden daraus die entsprechenden Grundwasserschichtenlinien konstruiert und die lokale Richtung des Grundwasserstromes bestimmt.

Nach Lueger stellt sich die Ermittelung des Q bei einer bestimmten Absenkungstiefe s wie folgt, wobei eine nahezu horizontale wasserhaltende (undurchlässige) Schichte, also ein gleicher Wasserspiegel angenommen wird,

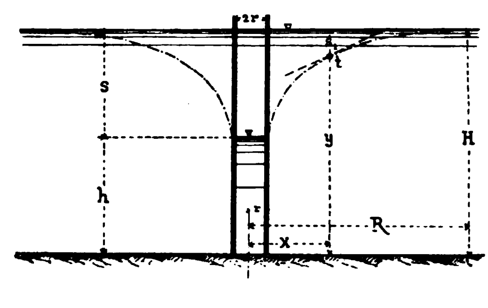


Fig. 25.

daher die Entnahmegrenzenkurve eine Kreislinie vom Radius R ist. Lueger bezeichnet mit

F den wasserdurchlässigen Querschnitt;

K den Durchlässigkeitskoeffizienten, vom Durchmesser des Sandkornes abhängig. Annähernd drückt Lueger den Wert für K in Meter aus durch den Durchmesser der Sandkörner in Millimeter — also für einen groben Sand von 2 mm Korngröße entspräche ein $K = 0{,}002$, für sehr feinen Sand von $^1/_4$ mm Größe ein $K = 0{,}00025$;

φ den Modul für das freie Durchflußprofil, d. h. das Verhältnis des Porenvolumens zum Gesamtvolumen;

v die Geschwindigkeit;

Q das sekundliche Wasserquantum.

Für einen beliebigen Punkt t (siehe Fig. 25) der Depressionskurve im Abstand x vom Brunnen entspricht der wasserdurchlässige Querschnitt F einer Zylinderfläche vom Radius x und der Höhe y; es ist also:

$$F = 2\pi\,.\,\varphi\,.\,x\,.\,y, \text{ und nachdem } Q = F\,.\,v, \text{ so ist } v = \frac{Q}{2\pi\,.\,\varphi\,.\,x\,.\,y}.$$

Ist dy die wirksame Druckhöhe, welche hinreicht, eine zwischen zwei im Abstand dx auseinander liegenden Ringflächen die Reibung im Sande zu überwinden, dann ist:

$$v = K \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{Q}{2\pi \,.\, \varphi \,.\, x \,.\, y}.$$

Die Integration ergibt nun:

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \,.\, K \,.\, \varphi} \cdot log.\ nat.\ x + C.$$

Für den Mantel des Brunnens ist $y = h$, der Wassertiefe im Brunnen selbst, und $x = r$; war H die Wassertiefe vor Beginn des Pumpens, s die erzielte Depression im Brunnen, so wird für $x = r$ das

$$C = (H - s)^2 - \frac{Q}{\pi \,.\, K \,.\, \varphi} \cdot log.\ nat.\ r,$$

mithin:

$$y^2 = (H - s)^2 + \frac{Q}{\pi \,.\, K \,.\, \varphi} \cdot log.\ nat. \frac{x}{r}$$

die Gleichung einer Rotationsfläche.

Ist R die Entfernung vom Brunnen, bei welcher y nahezu gleich H wird, so wird $y = H$ und $x = R$,

also:

$$Q = \pi \,.\, K \,.\, \varphi \cdot \frac{H^2 - (H - s)^2}{log.\ nat.\ \frac{R}{r}}.$$

Daraus ergibt sich die Depression (Absenkungstiefe) s:

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi \,.\, K \,.\, \varphi} \cdot log.\ nat.\ \frac{R}{r}}.$$

Näheres über Grundwasserberechnungen siehe unter anderen Publikationen: Handbuch der Ingenieurwissenschaften (Wasserbau, III. Kapitel, Ingenieur Oesten); Lueger, Wasserversorgung der Städte; König, Wasserleitungen, 1907.

Bei allen diesen theoretischen Berechnungen wurde zumeist Sand von gleichförmiger Beschaffenheit als Träger des Grundwasserstromes angenommen. Nun besteht die wasserführende Schichte sehr selten aus diesem Materiale, sondern zumeist aus verschiedenen großen Schotter, Gerölle mit wenig oder viel Sand gemischt. Da versagen nun die theoretischen Formeln und wird man daher dieselben nur für generelle Projektsberechnungen gebrauchen können, während für Detailprojekte unbedingt direkte Pumpversuche und event. direkte Geschwindigkeitsmessungen vorgenommen werden müssen.

Die Pumpversuche müssen sich auf möglichst lange Zeit in Form eines kontinuierlichen (Tag und Nacht andauernden) Betriebes erstrecken, sind womöglich auch in der Periode des tiefsten Grundwasserstandes (Trockenheitsperiode) vorzunehmen, und schließlich ist, wie andererorts erwähnt, noch eine Reduktion des erhaltenen Minimums im Vergleich mit noch niederschlagsärmeren Jahren durchzuführen.

4. Direkte Messungen der Grundwassergeschwindigkeit.

Direkte Messungen der Geschwindigkeit können in der Weise vorgenommen werden, daß eine Kochsalzlösung in ein Bohrloch geschüttet und die Zeit bestimmt wird, bis in dem Wasser eines unterhalb liegenden zweiten Bohrloches, durch eine volumetrische Analyse (Titriermethode) nachgewiesen, der Kochsalzgehalt zu konstatieren ist.

So fand Thiem die Tagesgeschwindigkeit des Grundwassers in der Nähe von Stralsund bei einem Gefälle von $\frac{h}{l} = 20\,^0/_{00}$ im Mittel mit $v =$ **38,3 m,** aus welcher er dann K bestimmte.

Da $v = K \cdot \frac{h}{l} = K \cdot J$, so ist

$$K = \frac{v}{J} = \frac{38{,}3^m}{86\,400^{sec.} \cdot 0{,}02} = 0{,}022.$$

In das obere Bohrrohr wurden 150 kg Kochsalz eingebracht und die Ankunftszeit der Salzwelle in den andern drei in Entfernungen von 23 m, 23 m und 44 m im Stromstrich gelegenen Bohrröhren gemessen. Die Vornahme dieser zahlreichen Analysen ist eine zeitraubende Arbeit und doch nicht genau.

An Stelle des Kochsalzes versuchte man Färbungen des Grundwassers mit Fluorescëin (Eosin) und Uranin. Uranin ist speziell in kolossaler Verdünnung $\left(\frac{1}{10\,000\,000}\right)$ durch seine grün opalisierende Farbe besonders in tiefen Wasserschichten (aber auch schon in einem Glasrohr von 5 cm Höhe) noch deutlich wahrnehmbar.

Mit einer Lösung von 1 g Uranin in 10 g Wasser, welche tropfenweise zugesetzt wird, kann man in vielen Fällen auskommen.

Abgesehen von dem Zeitaufwande kann durch diese Methoden wohl die Ankunftszeit, also die mittlere Geschwindigkeit zwischen den zwei Bohrröhren ermittelt werden, jedoch nicht die einzelnen Phasen in der Fortbewegung dieses Reaktionsmittels.

Das letztere ermöglicht die neue **elektrolytische Methode der Geschwindigkeitsmessung des Grundwassers** von Professor Slichter in Wisconsin (U. S. A.). Professor Slichter bedient sich bei seiner neuen Methode der Elektrolyse, das heißt der elektrochemischen Zersetzung eines Salzes, und verwendet als Elektrolyt Salmiak (Chlorammonium). Zu diesem Behufe werden mit Rücksicht auf die Ermöglichung einer raschen Bestimmung und anderseits auf die zumeist sehr kleine Geschwindigkeit des Grundwassers in geringen Entfernungen zwei Rohrbrunnen (verrohrte Bohrlöcher, besser gelochte Röhren, ähnlich den Thiemschen Filterbrunnen) abgeteuft.

Im Interesse der Ermittelung der maßgebenden Geschwindigkeit für hydrotechnische Projekte (beispielsweise Grundwasserversorgungen) wird man auf Grund des früher konstruierten Grundwasserschichtenplanes diese beiden Versuchspunkte in der Linie des größten Gefälles, also senkrecht auf die zwei korrespondierenden Horizontal-Grundwasserkurven anordnen.

Das von Professor Slichter nach zahlreichen Versuchen mit anderen Salzen schließlich akzeptierte und verwendete Chlorammonium besitzt den Vorteil der leichten Löslichkeit in Wasser, großer Leitungsfähigkeit und Billigkeit; es verhält sich im Hinblick auf den vorliegenden Zweck genügend inaktiv gegen das umgebende Medium und weist einen geringen Diffusions-Koeffizienten auf. Dieses Salmiaksalz wird vor Beginn der Messungen in den in bezug auf die Nivellete des Grundwassers höher gelegenen Brunnen eingebracht. Slichter verbindet zuerst die zwei Brunnen durch einen leitenden Draht (Fig. 26), schaltet eine kleine, aus einigen Elementen bestehende Batterie und einen Amperemeter ein und läßt von dem nach dem höher liegenden Brunnen führenden Draht einen zweiten Draht abzweigen, welcher isoliert in das Wasser des unteren Brunnens hinabgeführt wird.

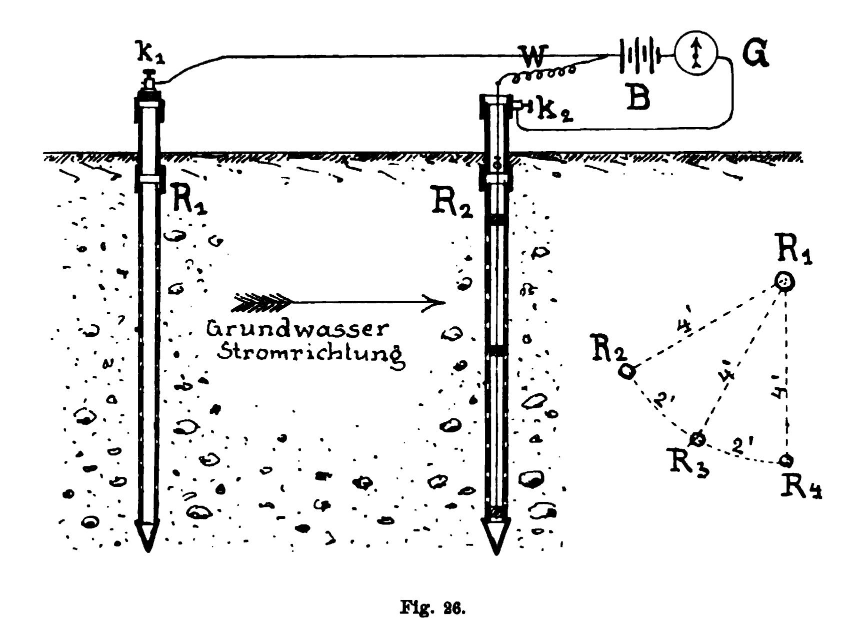


Fig. 26.

Die Verbindungsleitung zwischen Draht und eisernem Brunnenrohr wird durch ein Messingband mit Klemmschraube hergestellt, während der in das Wasser des unteren Brunnens hinabreichende Draht mit Kautschuk isoliert ist und das Brunnenrohr nicht berühren darf. Der Draht von dem Brunnenrohr des tiefer liegenden Bohrloches, in welcher Leitung das Amperemeter eingeschaltet ist, führt zu dem einen Pol der Batterie, während der andere Pol sowohl mit dem Rohre des oberen Brunnens, wie mit der inneren Elektrode des unteren Brunnens zu verbinden ist.

Wird nun das Wasser des oberen Brunnens mit Chlorammonium versetzt, so kann man am Ausschlag des Amperemeters die allmähliche Veränderung der Stromstärke erkennen, wenn das durch die Salmiaklösung besser leitend gemachte Wasser des einen Brunnens sich in der Bewegungsrichtung des Grundwassers dem anderen Brunnen nähert. Während die

allmähliche Annäherung des reinen Grundwassers sich durch ein langsames Steigen des Zeigers am Galvanoskop zu erkennen gibt, zeigt sich die Ankunft des salmiakhaltigen Grundwassers des oberen Brunnens am unteren durch einen plötzlichen stärkeren Ausschlag der Galvanoskopnadel an.

Es ist also nicht nur die langsame Bewegung des Grundwassers indirekt bemerkbar, sondern auch der Moment der Ankunft der Salzwelle beim unteren Brunnen markant hervortretend.

Nach Ankunft der Salzwelle bleibt die Nadel stehen, da sich sodann die Leitungsfähigkeit des Wassers für den elektrischen Strom zwischen den zwei Brunnen vorläufig nicht ändert, geradeso wie vor dem Beginn des Einschüttens des Salmiaks.

Während innerhalb der Zeit der allmählichen Annäherung der Salzwelle der Ausschlag des Zeigers bei graphischer Auftragung der entsprechenden Beobachtungszeiten eine gleichmäßig ansteigende Kurve repräsentiert, wird die letztere im Augenblick der Ankunft der Salzwelle plötzlich um ein Viertel bis ein Fünftel der bisherigen gesamten Steigung in die Höhe gehen.

Abgesehen von der Ersparnis der zeitraubenden Analysen des Salzwassers bei den älteren Methoden liegt ein Hauptvorteil der Slichterschen elektrolytischen Methode, wie eingangs erwähnt, in der Ermöglichung der Beobachtung der einzelnen Bewegungsphasen der Grundwasserwelle.

Professor Slichter nahm die meisten Messungen in ehemaligen Altwasserarmen, welche durch Glazialschutt, aus grobem Granitschotter bestehend, oder durch aus den Goldwäschen angeschwemmten Schotter angefüllt wurden, und zwar ganz in der Nähe des offenen Flußbettes oder auf einer Insel zwischen zwei Armen des Arkansasflusses in Western-Kansas vor. Er verwendete zweizöllige Röhren und ordnete 4 derselben derart an, wie es die Fig. 26 zeigt. Die Röhren R_2, R_3 und R_4 sind voneinander je 2 Fuß und von der oberen Röhre R_1, in welche die Salmiaklösung eingegossen wird, je 4 englische Fuß entfernt als Schlagbrunnen eingerammt, und wurde die Ankunft der Salzwelle in allen 3 unteren Röhren gleichzeitig beobachtet.

Slichter fand unter anderem nachstehende Tagesgeschwindigkeiten unter Anwendung äußerst kurzer Beobachtungszeiten t, wobei jedesmal die Weglänge $s = 4$ engl. Fuß à 0,305 m = 1,22 m betrug:

$$t = 1^h\,40^m = 6000^{sec.}, \quad v_{24^h} = 86400 \cdot \frac{1{,}22^m}{6000^{sec.}} = 17{,}38 \text{ m},$$

$$t = 25^h = 90000^{sec.}, \quad v_{24^h} = 86400 \cdot \frac{1{,}22^m}{90000^{sec.}} = 1{,}16 \text{ m},$$

$$t = 18^h = 64800^{sec.}, \quad v_{24^h} = 86400 \cdot \frac{1{,}22^m}{64800^{sec.}} = 1{,}62 \text{ m},$$

$$t = 14^1/_2{}^h = 52200^{sec.}, \quad v_{24^h} = 86400 \cdot \frac{1{,}22^m}{52200^{sec.}} = 2{,}01 \text{ m}.$$

Die Beobachtungszeiten waren in einzelnen Beobachtungen etwas größer wie die hier angegebenen, indem die kleinste Tagesgeschwindigkeit **0,915 m** betrug.

In der 1907 zu errichtenden kulturtechnischen Versuchsstation meiner Lehrkanzel auf dem Versuchsgute der Wiener Hochschule in Groß-Inzersdorf sollen auch diese Versuche nach der Methode Slichter begonnen werden.

5. Aufspeicherung des Grundwassers durch unterirdische Stauanlagen.

Entsprechend dem ungleichförmigen oberirdischen Abfluß und dadurch eintretender Perioden von Wasserüberfluß und Wassermangel werden in gewissen Fällen auch durch ungleichförmige Speisung der Grundwasserströme die letzteren mitunter sehr starke Schwankungen aufweisen.

In ähnlicher Weise, wie durch Anlage von Stauweihern bezüglich der oberirdischen Wässer eine geregelte Wasserwirtschaft zu erzielen möglich ist, indem in den Zeiten des Überflusses gewisse Mengen aufgespeichert werden, um in wasserarmer Zeit ausgleichend zu wirken, kann auch durch Anlage unterirdischer Stauwerke ein Becken geschaffen werden, welches bei entsprechend großem Fassungsraum das ganze Jahr hindurch die Abgabe eines gleichmäßigen Wasserquantums ermöglicht. Insbesondere wird dies dann leicht möglich werden, wenn die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes nur in gewissen verhältnismäßig kurz andauernden Zeitperioden kleiner ist als der Bedarf z. B. für die Wasserversorgung einer Stadt.

Um ein derartiges Projekt überhaupt als realisierbar zu gestalten, muß die Oberflächengestaltung und Beschaffenheit der wasserhaltenden (undurchlässigen) Liegendschichte eine derartige sein, daß der Abschluß überhaupt und bauökonomisch möglich ist, wodurch eine Anstauung des Grundwasserspiegels und Anfüllung des so gebildeten Beckens möglich erscheint. Um in dieser Richtung klar zu sehen, ist es notwendig, durch eine große Anzahl von Bohrlöchern die Höhenlage der wasserundurchlässigen Schichte zu konstatieren. Aus den gefundenen Koten wird sodann, ähnlich wie ein Terrainschichtenplan, ein Schichtenplan der Oberfläche dieser Schichte konstruiert, aus welchem die Konfiguration sodann deutlich zu ersehen ist. Bezüglich der günstigsten Bedingungen für die Abschlußsperren und den Fassungsraum des Beckens verweise ich auf die im Kapitel über Stauweiheranlagen diesbezüglich angeführten Voraussetzungen, dasselbe gilt auch rücksichtlich der Anordnung der Abflußvorrichtungen.

Aber auch Quellwässer, also nicht Talgrundwässer, sondern in den Hängen, in gewissen zerklüfteten Felsarten fließende Grundwässer lassen sich durch Einbau von Sperrtüren im Sammelstollen etc. stauen. Diese Art von Aufspeicherung solcher Felsenquellen setzt aber noch eine viel weitgehendere Kenntnis des Berginnern, also sehr genaue Aufschlüsse und richtige geologische Annahmen voraus, und ist dabei äußerst vorsichtig zu Werke zu gehen, um durch den Aufstau nicht am Ende dem Wasser einen anderen unterirdischen unbekannten Abfluß zu verschaffen.

Außer dem Einbau von direkten unterirdischen Talsperren kann aber auch für einen Ausgleich in den wechselnden Wasserergiebigkeiten in anderer Weise vorgesehen werden.

Bei einer Gravitations-Grundwassersammelanlage, welche also höher als die zu versorgende Ortschaft liegt, kommt es häufig vor, daß durch Nieder-

bringung der Sammelleitung bis zur undurchlässigen Schichte das zugehörige Sammelbeckens bald entwässert wird und in trockener Zeit dann Wassermangel eintritt. Aus dem entsprechenden Hauptsammelbrunnen fließt also alles Grundwasser dem Hochreservoir oder Wasserschloß zu, woselbst der in der Stadt nicht verwendete Überschuß durch den Überlauf einfach abfließt und somit verloren geht.

Da man das Hochreservoir oder das Wasserschloß aus bauökonomischen Gründen nicht so groß bauen kann, daß es als Kompensations- (Ausgleichs-) Reservoir gegenüber der schwankenden Grundwasserergiebigkeit funktionieren kann, so muß daher das Grundwasserbecken selbst zu dieser Aufspeicherung herangezogen werden.

Diese vorübergehende Aufstauung des Grundwasserspiegels und damit Magazinierung des nicht benötigten überschüssigen Grundwasserquantums kann direkt in dem Hauptsammelbrunnen (Fig. 27), in welchem die Sammelleitungen *a*, *b*, *c* (Steinzeugrohre, Kanäle etc.) einmünden, in nachstehender prinzipieller Weise erfolgen. In normalen Fällen würde bei geöffnetem Schieber s_1 das der größten Depressionstiefe T entsprechende Wasserquantum, welches durch die Sammelleitungen *a*, *b* und *c* in den Brunnen eintritt, durch die Rohrleitung *d* weiter fließen und in das Wasserschloß etc. gelangen. Dieses Abflußquantum Q würde also der Maximalergiebigkeit des Zuflußgebietes entsprechen. Nun ist aber der Maximalbedarf q ein wesentlich geringerer. Es kann daher der Überschuß $Q-q$, statt abgeleitet, in dem Grundwasserbecken aufgespeichert werden. Diesen maximalen Bedarf q wird aber der Brunnen vielleicht schon liefern, wenn das Grundwasser bloß bis zu einer Tiefe t_2 abgesenkt wird.

Schließen wir daher den unteren Schieber s_1 und öffnen einen in der Tiefe t_2 unter dem ungesenkten Grundwasserspiegel gelegenen Schieber s_2 eines Standrohres, so wird in erster Linie das Wasser im Brunnen bis zu dieser Höhe steigen und sodann durch s_2 in das gemeinsame Zentralabsturzrohr und von hier durch die Rohrleitung *d* weiter fließen. Hierdurch wird aber auch eine Rückstauung im ganzen Grundwasserbecken und somit eine Aufspeicherung eintreten.

Sinkt nun die Ergiebigkeit des Einzugsgebietes unter den Bedarf q, so kann der fehlende Rest aus dem aufgespeicherten Vorrat im Grundwasserbecken gedeckt werden, indem durch teilweise Öffnung des Schiebers s_1 ein entsprechendes Ablassen dieses Vorrates erzielt wird.

Rationeller wird eine beliebig hohe temporäre Anstauung des Grundwassers erzielt werden können, wenn statt dem einfachen Zentralrohr R mit einem oder zwei Schiebern ein Teleskoprohr r angeordnet wird, das bei *ü* gleichzeitig als Überfallrohr funktioniert. Dieses Teleskoprohr, welches seine Führung in der Stange *f* findet, kann durch Drehen einer fixen Spindel (mittels des Handrades H) in dem Standrohre, in welches es mittels Stopfbüchse wasserdicht eingepaßt ist, beliebig auf- oder abbewegt werden. Die tiefste Absenkung wäre hier durch t_2 repräsentiert. Eine weitere Absenkung müßte durch teilweises Öffnen des Schiebers s_1 erfolgen.

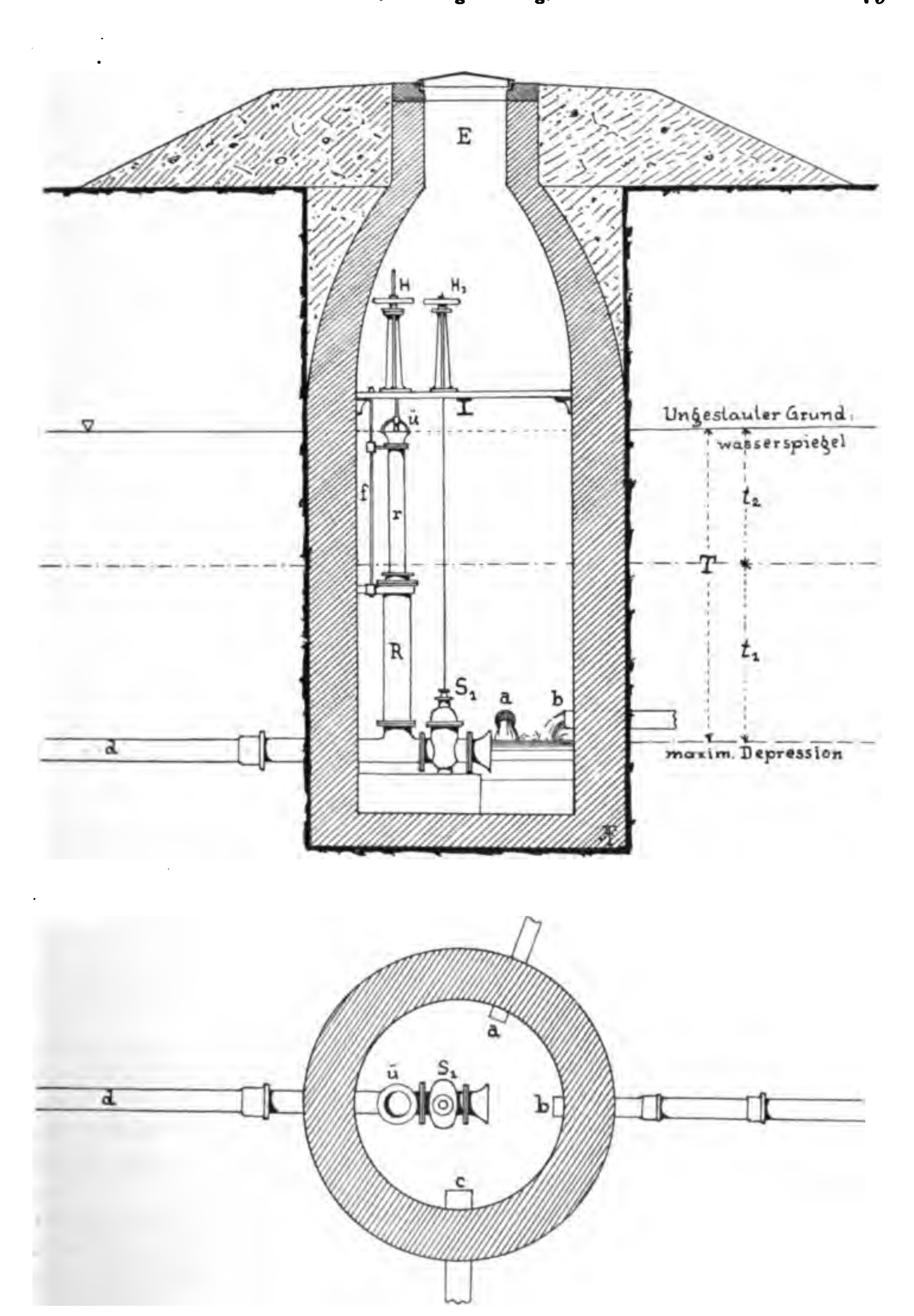


Fig. 27. Sammelbrunnen mit Einrichtung zur Erzielung variabler Grundwasserabsenkungen.

Wenn die Stauhöhe T bezw. t_2 eine bedeutendere ist, dann müssen die Sammelrohrleitungen a, b, c aus derartigem Material hergestellt und gedichtet werden, daß sie diesem Drucke genügenden Widerstand bieten.

III. Entnahme des Wassers aus Bächen und Flüssen (offenen Wasserläufen).

Das gewöhnlich sehr weiche Wasser der Flüsse (1—2 deutsche Härtegrade) wird zumeist wohl nur als Nutzwasser Verwendung finden; es gibt jedoch mitunter Wasserwerke größerer Städte, welche das filtrierte Flußwasser auch zum Trinken benutzen. Im übrigen ist dieses Wasser für alle anderen Zwecke infolge seiner Weichheit besser zu verwenden als die härteren Quell- oder Grundwässer. Infolge der zeitweiligen Trübung muß das Flußwasser erst einer Filtration unterzogen werden, deren Grad von der Art der Ver-

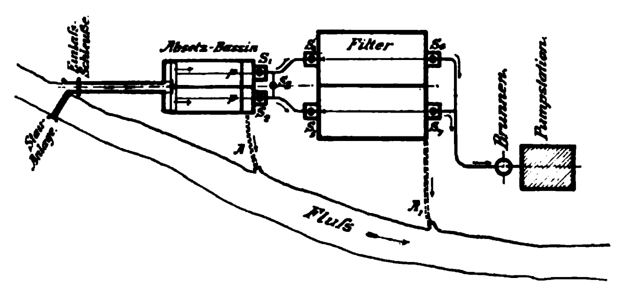


Fig. 28. Situation einer Flußwasserentnahme.

wendung abhängt. In der Regel besteht die Anlage für die Entnahme des Wassers aus folgenden Bauobjekten (Fig. 28):

a) einer in den Fluß eingebauten Stauanlage (Wehr),
b) einer Hauptzuleitung, aus dem Oberwasser der Wehre mittels Röhren, gemauerten Kanälen oder offenen Gräben abzweigend, welche das Wasser
c) den Absetzbassins, in welchen die gröbsten suspendierten Bestandteile des trüben oder schlammigen Wassers sedimentieren, zuführt. Aus diesen fließt das Wasser durch eine Rohrleitung
d) in die Filterbassins ein, wird hier vollständig mechanisch gereinigt und gelangt
e) in ein Reinwasserbassin (unter Umständen bei Gravitationsleitungen in das Hochreservoir) oder event. in den Maschinenpumpbrunnen, aus welchem das Wasser in die Stadt geleitet wird.

Von einer Beschreibung der Anlagen sub a, b und e kann hier füglich abgesehen werden und soll daher nur die bauliche Konstruktion der Absetz- und Filterbassins besprochen werden.

ad c. Die Absetz- oder Sedimentierbassins werden auch Grobfilter oder Strainer genannt, wenn sie mit großem Gerölle angefüllt sind. Die Absetzbassins sind entsprechend große, zumeist offene, selten eingewölbte, in Mauerwerk oder Erde (mit Lehmschlag gedichtet) hergestellte Behälter. Diese, sowie die Filter müssen mindestens immer doppelt angelegt werden, um bei notwendiger Reinigung oder Reparatur eine Störung des Betriebes

zu vermeiden. Man macht diese Bassins 2—3 m tief, wobei die Wassertiefe 1,5—2,5 m beträgt. Ihre Fläche hängt von der größeren oder geringeren Verunreinigung des Wassers ab. Man wird sie bei großen Anlagen mindestens ebensogroß machen wie die Filter und als Länge die doppelte Breite wählen, in manchen Fällen dieselben jedoch ganz weglassen können. Zur Erhöhung

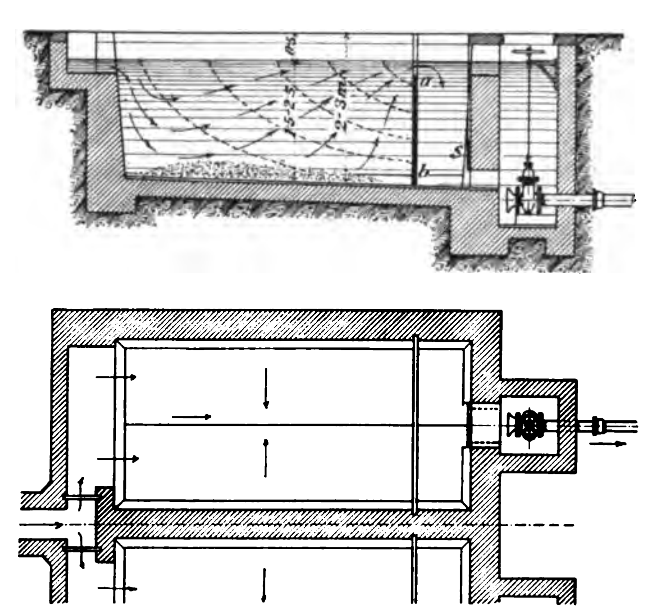


Fig. 29. Sedimentierbassin mit Eintauchplatte (Winterstellung).

der Wirkung der Sedimentation werden beim Auslauf Eintauchwände praktisch verwendet, wodurch der ganze Bassinraum ausgenutzt wird, indem sonst das Wasser, dem kürzesten Wege folgend, nur an der Oberfläche weiter fließt und der untere Wasserkörper nicht erneuert wird. Man zwingt durch die im Sommer aufgezogene, im Winter herabgelassene Wand im Sommer das untere, im Winter das obere Wasser zum Ablauf. Im Winter fällt das kalte Wasser zu Boden, setzt ab, erwärmt sich und steigt beim Auslauf wieder in die Höhe. — Im Sommer ist dies umgekehrt.

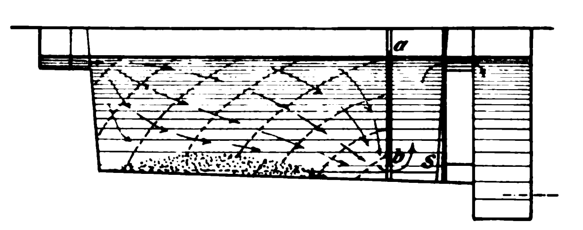


Fig. 30. Stellung der Eintauchplatte im Sommer.

Aus den Figuren 29 und 30 ist die Strömungsrichtung des durchfließenden Wassers bei gezogener und bei herabgelassener Eintauchplatte zu ersehen; die skizzierten Kurven bedeuten Isothermen, d. h. Linien gleicher Wärme, wobei die Werte (Grade) derselben im Sommer nach abwärts abnehmen, im Winter nach abwärts zunehmen. Die Konstruktion der Absetz-

bassins für Nutzwasser kann etwa in der in Fig. 29 veranschaulichten Weise erfolgen. Der Einlauf des Wassers aus dem Zuleitungskanal *a* in das Bassin *I* oder *II* erfolgt je nach Stellung der Schützen s_1 oder s_2 durch eine breite Einlauföffnung *b*, der Abfluß durch eine zweite obere Öffnung *c*, im Winter auch durch die untere Öffnung *d*. In dem Sammelschachte *e* wird sich das Wasser in gleicher Höhe erhalten, bezw. bei Öffnung des darin befindlichen Schiebers durch die eiserne Rohrleitung *f* dem Filterbecken zufließen. Bei aufgezogener Eintauchplatte im Sommer wird, um ein Überfließen des abgelagerten Sandes in den Sammelschacht zu verhindern, die untere Öffnung durch eine Schütze *s* abgeschlossen werden müssen. Statt der Schütze und einer rechteckigen Maueröffnung kann natürlich auch ein Schieber mit einem kurzen Ansatzrohr angeordnet werden, von welchem dann auch eine direkt in den Bach ausmündende Entleerungsleitung *A* (in Fig. 28 punktiert) abzweigen kann. Die Sohle der Bassins muß mit den in der Figur durch Pfeile angedeuteten Gefällen angelegt werden. Die Wasserentnahme aus dem Bache sowohl, wie die Bauart der Absetzbassins kann natürlich auch in anderer Weise bei größeren Niederwassertiefen der Flüsse dadurch erfolgen, daß statt des Zuleitungsrohres durch einen gemauerten Kanal oder eine Rohrleitung das Wasser direkt ohne Stauanlage dem Flusse entnommen wird.

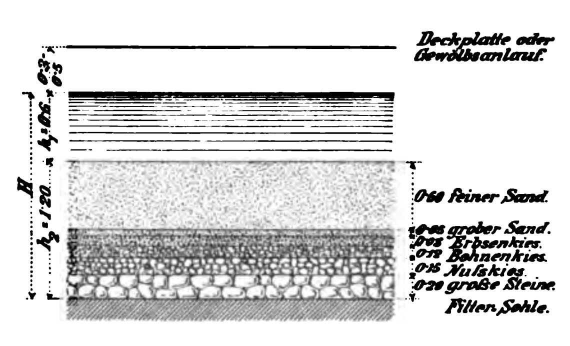


Fig. 31. Filterschichte.

ad d. Die **Filterbassins**. Die Filter können ebenfalls offene oder gedeckte Bassins sein; letztere sind teurer, bieten aber den Vorteil größeren Schutzes gegen Verunreinigung. Zur Filtration des Wassers im großen wird wohl in vielen Fällen nur Sand verwendet. Die ca. 1,20 m hohe Filterschichte (Beschickung) besteht im untersten Teile aus einer 0,20 m hohen Schlichtung von größeren Steinen, darauf folgt eine 0,15 m starke Schichte sogen. Nußkieses von 50—60 mm Größe, sodann 0,12 m hoch eine Schichte aus Bohnenkies (30—40 mm groß), weiter 0,08 m hoch Erbsenkies (10—20 mm), sodann 0,05 m grober Sand von 3—5 mm Korngröße. Als oberste, wirksame Filterschichte wird eine 0,60 m hohe Schichte feinen Filtersandes von 0,5—1,5 mm Korngröße eingebracht. Sand und Kies sollen womöglich nur aus reinem Quarz bestehen, wenn ein solcher in der Nähe, also nicht zu teuer zu beschaffen ist. Der Wasserspiegel wird in einer rationellen Höhe h_1 von 0,60 m über der Sandschichte angenommen und soll derselbe noch 0,30—0,50 m unter den Deckplatten der offenen oder der Gewölbeanläufe der gedeckten Filterbassins liegen (Fig. 31). Daraus resultiert eine gesamte Minimaltiefe der Bassins von 2,10 m resp. eine Minimaltiefe der Filtersohle unter dem Normalwasserspiegel von $H = 1,80$ m. Wird die oberste Schichte

des Filtersandes verlegt, so wird während des Betriebes eine dünne Schichte dieses Sandes sukzessive abgenommen, so lange, bis die ganze Schichte nur noch 0,30 m stark ist. Hierauf muß neuer, gewaschener Sand aufgebracht werden. Erst nach langer Zeit (ca. 10 Jahre und mehr) muß auch das andere Material (Kies und Steine) erneuert und gewaschen werden.

Je größer die Filterdruckhöhe (Wasserstand h_1), desto rascher wird die Filtration im allgemeinen erfolgen, d. h. die Filtriergeschwindigkeit wird eine größere werden, damit aber die Qualität, d. h. Reinheit des Wassers, abnehmen. Nehmen wir eine Druckhöhe von $h_1 = 0{,}60$ m an, so müßte, freien Fall angenommen, also von jeder Reibung abstrahiert, die Geschwindigkeit

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{19{,}62 \,.\, 0{,}6} = 3{,}43 \text{ m}$$

sein. Es würden also pro m² Filterfläche und pro Sekunde $Q = 3{,}43$ m³ oder $Q_{24}{}^h = 296{,}352$ m³ filtriert werden können. In der Praxis muß jedoch die Filtriergeschwindigkeit eine viel kleinere werden.

Soll das Wasser Trinkzwecken dienen, also bakterienfrei sein (soweit dies praktisch überhaupt möglich ist), dann haben die meisten Hygieniker durch langjährige Versuche gefunden, daß pro m² Filterfläche bei der sogen. englischen, der langsamen Sandfiltration, täglich im Maximum nur 3 m³ Wasser filtriert werden sollen.

Piefke in Berlin ist der Ansicht, daß bei möglichst keimfreier Filtration die Filtriergeschwindigkeit $v = 0{,}030$ m, also 30 mm pro Stunde nicht überschreiten soll, d. h. pro m² Filterfläche $Q_{24}{}^h =$ **0,72 m³** zur Filtration gelangen soll. Also für ein Wasserquantum von täglich 10000 m³ müßten die Filter eine Fläche von $\frac{10000}{0{,}72} =$ **14000 m²** besitzen. Daraus ist zu ersehen, welche kolossale Flächen bei einer großen Stadt notwendig sind, wenn die Filtration nach obiger Annahme ein in bakteriologischer Richtung gutes Trinkwasser liefern soll.

Nach Kirkwood und Samuelson soll die Geschwindigkeit in 24 h 1,5 m, d. h. 62 mm pro Stunde betragen, was pro m² und 24 h einem Filterquantum $Q =$ **1,5 m³** entspricht.

Nach Lindley sollen diese Grenzen zwischen 1,8 und 3,0 m³ schwanken, im Mittel also $Q =$ **2,4 m³** betragen.

Die Kommission des deutschen Reichsamtes in Berlin gab anläßlich der Choleraepidemie im Jahre 1892 ein Gutachten dahin gehend ab, daß bei den dortigen Sandfiltern nur bei einer Geschwindigkeit von 100 mm pro Stunde ein den hygienischen Anforderungen entsprechendes Resultat erzielt werden könne, welche Geschwindigkeit einem $Q_{24}{}^h$ und pro **m² = 2,4 m³** entspricht, also mit dem Lindleyschen Mittelwerte übereinstimmt.

Koch und viele andere Fachleute nehmen als zulässige Grenze $Q =$ **3,0 m³** an.

Weiter ist zu berücksichtigen, daß die Größe der Filter nach dem Maximaltagesverbrauch berechnet werden muß (also das $1\frac{1}{4}$—$1\frac{1}{2}$fache des mittleren Bedarfes), wenn das filtrierte Wasser unmittelbar in den Maschinenbrunnen fließt und von hier aus in das Hochreservoir bezw. direkt in die Stadt gedrückt wird.

Handelt es sich nur darum, Nutzwasser zu filtrieren, also zu klären, dann kann natürlich eine weit höhere Filtrationsgeschwindigkeit angenommen werden.

Wie aus den früheren Ausführungen im I. Abschnitt des I. Bandes (Allgemeine Bodenmeliorationslehre) hervorgeht, darf bei feinem Schlamm die Sohlengeschwindigkeit $V_s = 0{,}08$ m pro Sekunde nicht überschreiten, wenn das Material nicht angegriffen, also weiter geführt werden soll. Es wird also z. B. bei $v = 0{,}05$ m auch feiner Schlamm sedimentieren. Dies gebe bei 1 m² Filterfläche ein sekundliches Durchflußquantum von $Q = 0{,}05$ m³ oder pro 24 h $Q = 86400 \,.\, 0{,}05 =$ **4320 m³**. Bei $v = 0{,}01$ m wäre $Q_{24}{}^h = 864$ m³ und bei $v = 0{,}001$, also 1 mm Geschwindigkeit, $Q_{24}{}^h =$ **86,4 m³**. Die Filterflächen werden also dort, wo kein bakterienfreies Wasser beansprucht wird, wie dies ausschließlich bei Nutzwasser der Fall ist, wesentlich kleiner werden und pro m² Filterfläche im Minimum $Q = 100$ m³ pro Tag entsprechend gereinigt werden können. Es wäre also bei einem täglichen Wasserbedarf von beispielsweise $Q_{24}{}^h = 10000$ m³ eine Filterfläche von 100 m² resp. inkl. des Reservefilters eine Fläche von 200 m² notwendig. Wählen wir eine quadratische Grundrißform für beide Filter zusammengenommen, so erhalten wir als Seitenlänge $l = \sqrt{200} = 15$ m; es müßte daher jedes einzelne Filterbassin im lichten 7,5 m breit und 15 m lang werden ($l = 2\,b$), während bei $Q = 3$ m³, dem üblichen Werte für bakterienfreie Filtration,

$$F = \frac{10000 \text{ m}^3}{3} = 3333 \text{ m}^2$$

oder bei Annahme eines Reservefilters $l = \sqrt{6666} = 80$ m Seitenlänge resultieren würde.

Bei Berechnung der notwendigen Filterfläche muß, wie schon erwähnt, auf den maximalen Tageskonsum Rücksicht genommen werden.

Jedes noch so sorgfältig hergestellte Filter wird anfänglich kein reines Wasser liefern, sondern es wird erst nach einigen Tagen das trübe Flußwasser klar aus dem Filter ausfließen. Diese Zeit ist eine verschiedene und von dem Grade der Verunreinigung des zu filtrierenden Wassers abhängige, und kann man nur behaupten, daß diese Interimsfrist kleiner wird, wenn das Wasser schmutziger ist und wenn die Korngröße der obersten Sandschichte abnimmt, wobei jedoch als zulässiges Minimum 0,5 mm Durchmesser angenommen wird. Man hat über die Ursachen dieser Erscheinung nachgeforscht und ist im allgemeinen zu der Ansicht gelangt, daß die anfänglich reinen rauhen Sandkörner der obersten Schichte ihre Filtrierfähigkeit erst erhalten, wenn sie durch den aufgebrachten feinen Schlamm eine gewisse Klebrigkeit erhalten, und daß die Fähigkeit der oberen Sandschichte, Mikroorganismen und schwache Trübungen zurückzuhalten, mit zunehmender Klebrigkeit wächst. Durch diese aus schleimbildenden Bakterien bestehende Schlammschichte, das Plankton, welches die Sandkörner mit einer Art Gallerte überzieht, werden sich jedoch die Zwischenräume des Sandes mit der Zeit immer kleiner und kleiner gestalten, bis endlich das Filter „verstopft“ ist, also gar kein Wasser mehr durchfließt. Die Zeit vom Beginne der Filtrierung bis zur Verstopfung der obersten Sandschichte, welche gewöhnlich „Laufzeit“

des Filters genannt wird, ist je nach der Beschaffenheit des Wassers und Sandes eine verschiedene und kann im Mittel mit 1 Monat bemessen werden, so daß also jährlich 12 Reinigungen, d. h. Sandentfernungen der obersten Schichte in einer Stärke von ca. 2 cm vorzunehmen sind. Dieser Sand wird gewaschen und später wieder verwendet. Im Jahre wird daher eine Sandschichte von 2 . 12 = 24 cm abgetragen, welche gewaschen und später jährlich auf einmal wieder aufgetragen wird. Im Laufe einer längeren Reihe von Jahren wird es notwendig, das ganze Filtermaterial, also vom feinen Sande angefangen bis zum großen Schotter (Steine), vollständig herauszunehmen und zu waschen. Überdies soll von Zeit zu Zeit, womöglich einigemal im Jahre, das ganze Filterbassin vom Wasser entleert und 2—3 Tage der Einwirkung trockener warmer Luft ausgesetzt werden, wo durch erfahrungsgemäß die exakte Filtrierfähigkeit länger erhalten bleibt.

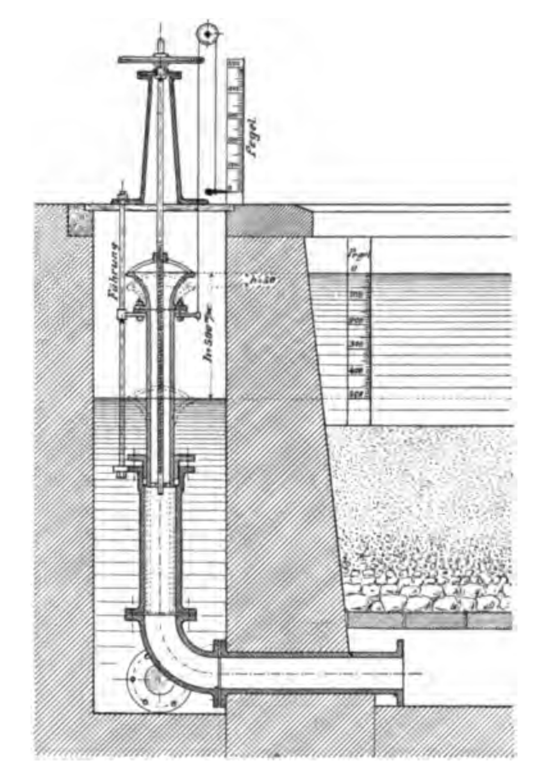


Fig. 32. Vorrichtung zur Regulierung der Filtrierdruckhöhe.

Eine weitere unerläßliche Bedingung zur Erzielung eines tunlichst gleichförmigen Filtrierproduktes (Filtrates) ist die Regelmäßigkeit des Betriebes. Damit die oberste, eigentlich filtrierende Schichte, die **Filterhaut**, nicht schon früher, also **vor** der Verstopfung selbsttätig durchbrochen wird, was geschehen kann, wenn die Filtrationsgeschwindigkeit zeitweilig eine größere als die früher angegebene wird, so muß für eine möglichst **gleichmäßige** Filtration, also gleichen Zu- und Abfluß, Sorge getragen werden. Zu diesem Behufe muß insbesondere die Filterdruckhöhe ziemlich konstant erhalten werden, was durch **Regulierung** des Ab- oder Zulaufes geschieht. Dies kann entweder durch Regulierung des Zuflusses mittels des Einlaufschiebers durch den Filterwärter oder selbsttätig durch Regulierung des Wasserabflusses erzielt werden. In Fig. 32 ist eine nicht automatische Vorrichtung zur Regulierung der Filterdruckhöhe gezeichnet, welche beim Bremer Wasserwerke in Verwendung steht. In vorstehender Figur ist die Stellung des ausgezogenen Teleskoprohres in seiner Höchstlage eine derartige, daß die Filtrierdruckhöhe gleich Null ist, also kein Abfluß stattfindet. Durch Herabsenken des Rohres kann die Filterdruckhöhe *h*

bis maximum 500 mm vergrößert werden. Das oben offene, mit einem Trompetenrohraufsatz versehene Teleskoprohr dient also als Überfallrohr und wird durch eine Führungsstange geleitet. Die Bewegung dieses durch eine Stopfbüchse wasserdicht in das Standrohr eingepaßten Teleskoprohres wird durch eine Schraubenspindel bewerkstelligt. An einem Pegel kann die jeweilige Druckhöhe h abgelesen werden.

Ist der Zufluß an und für sich regelmäßig durch eine konstante Druckhöhe und einen konstanten Durchmesser des Zuleitungsrohrstranges bedingt, dann entfällt natürlich die Notwendigkeit einer weiteren Regulierung der Filterdruckhöhe in den Filterbassins. Derartige Regulierungsvorrichtungen mit Teleskopröhren etc. hat man auch automatisch wirkend (durch Schwimmer etc.) konstruiert.

Bei Berücksichtigung aller der früher entwickelten, beim Betriebe von Sandfiltern notwendig zu beachtenden Faktoren resultiert das Erfordernis der Anlage von Reservefiltern, um im Betriebe an und für sich, wie in der Erzielung eines gleichmäßigen Filtrates keinerlei Störungen eintreten zu lassen. In der Regel sollen bei sehr großen Filteranlagen 3 Reservefilterbecken bestehen, von denen das eine event. im Stadium der Entleerung und Durchlüftung, das zweite im Stadium der Reinigung (Abnahme der obersten 2—3 cm starken Sandschichte) und das dritte Becken endlich im Stadium der Neubeschickung mit frischem Sand sich dann befindet, wenn die oberste Sandschichte bis auf jene Tiefe von 20—24 cm bereits entfernt wurde, welche als minimale Filterschichte früher bezeichnet wurde. Das Waschen des Sandes erfolgt gewöhnlich bei kleinen Anlagen in offenen hohen Holzkästen mittels kräftigen Wasserstrahles und Rühren mittels Krücken, bei größeren Anlagen in geneigt gelagerten, konischen, rotierenden Trommeln mit innenliegender Schnecke; der von oben einlaufende Sand kommt bei der Drehung der Trommel mit dem von unten aufsteigenden Wasser der Druckleitung in innige Berührung und fällt rein gewaschen heraus. Die Kosten des gründlichen Waschens von 1 m^3 Sand belaufen sich auf ca. 120 Heller (1 M.).

Als Type für die gewöhnliche Art der Baudurchführung offener Filter diene die in Fig. 33 und 34 abgebildete Filteranlage des Nutzwasserwerkes der Stadt Saargemünd in Elsaß-Lothringen. Neben dem Saarflusse befindet sich der 2,2/2,8 m weite Entnahmeschacht (Maschinenbrunnen), welcher durch eine 200 mm weite Gußeisenrohrleitung mit dem Flusse kommuniziert. Aus diesem Schachte wird mittels einer 200 mm Saugleitung das Wasser durch die Pumpenanlage angesaugt und durch eine 200 mm Druckleitung auf die Filter aufgepumpt. Das filtrierte Wasser sammelt sich in dem auf der Filterbassinsohle liegenden Reinwasserkanal und fließt mit natürlichem Druck in den Reinwasserschacht ein. Der letztere, aus 4,15 m hohen, 1 m starken Mauern in Portlandzement hergestellt, ist 3,4/3,4 m weit. Aus demselben wird durch ein Pumpenpaar das reine Wasser angesaugt und in die Stadt Saargemünd bezw. das Hochreservoir gedrückt.

Die beiden Filter haben je 300 m^2 Fläche; eines ist 20,5 m, das andere 24,7 m lang und im Mittel 15 m breit. Die unregelmäßige Grundrißform ergab sich durch die lokalen Besitzverhältnisse. Durch eine 175 mm weite Überlauf-

und Entleerungsleitung, welche infolge der örtlichen Verhältnisse in diesem Falle speziell oberhalb der Wasserentnahme in den Fluß einmündet, kann die Trockenlegung des einen oder anderen Filterbeckens sowie des Reinwasser-

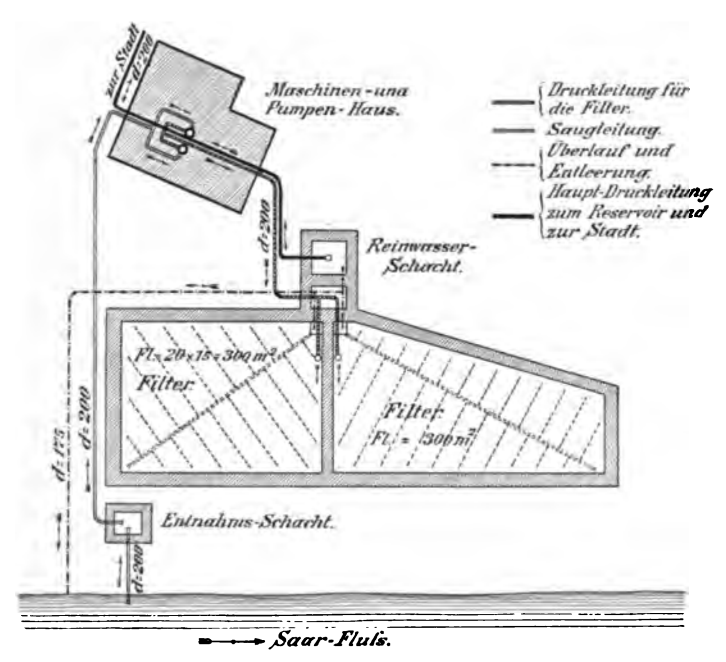


Fig. 33. Situation der Filteranlage in Saargemünd.

schachtes erfolgen. Die Filterbecken ruhen auf einer Betonsohle; die über Terrain liegenden Umfassungsmauern sind 2,50 m hoch und haben 1,0 m obere und 1,20 m untere Breite; die Mittelmauer ist oben 1,10, unten 1,30 m breit.

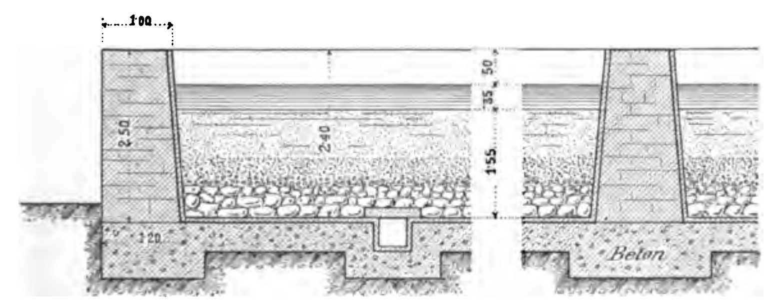


Fig. 34. Detail-Längenschnitt durch die Filterbecken.

Die Becken sind mit einem 3 cm starken geschliffenen Portlandzementverputz gut gedichtet. Der Normalwasserspiegel liegt 0,50 m unter den Deckplatten, die Filterwasserhöhe beträgt 0,35, die ganze Höhe der Filtersand- und Schotterschichte 1,55 m. Quer über die Filterbassinsohle zieht sich der Reinwasserkanal, welcher mit Steinplatten überdeckt ist und in welchem das

durch ein System von Drainagesträngen, die auf der Filtersohle liegen, gesammelte filtrierte Wasser einfließt. Statt der Drainröhren können praktisch auch 2 Reihen lose neben- und übereinander geschichteter Ziegel verwendet werden.

Eine Type gedeckter Filter ist auf Tafel VI, kombiniert mit dem Hochreservoir, gezeichnet. Eine zweite kleine Anlage, betreffend die Verwendung und Filtration eines kleinen hochgelegenen Quellbaches für Trinkzwecke, ist aus Tafel II, Fig. 1a, b und c zu ersehen. Durch eine in den Bach eingebaute kleine Stauschwelle (siehe Punkt *B* im Längenprofil) wird das Bachwasser auf die Kote 278,8 m gestaut und gezwungen, in das Einlaßobjekt *B* einzutreten, welches gleichzeitig als Grobfilter funktioniert, indem hier die groben Sedimente (Blätter etc.) zurückgehalten werden. Von hier aus fließt es in den 40 m langen, in die Tallehne eingebauten Sammelkanal (15/15/15 cm), der gleichzeitig durch Schlitze das aus der Berglehne kommende Quellwasser aufnimmt. Im gedeckten Filter *A* wird das Wasser einer absteigenden Filtration unterzogen und gelangt in die Reinwasserkammer und von hier durch einen Schieber in die mit einem Luftrohr versehene Zuleitung zum Hochreservoir. Das Filter besitzt in vorliegendem Beispiel eine Fläche von nur 0,8 m², da das aus dem Hochwaldgebiete fließende kleine Quellbächlein gemeinsam mit anderen Quellgebieten nur zur Speisung eines Meierhofes dient, also das notwendige Wasserquantum ein sehr geringes ist. Dieser Bezugsort dient überdies nur als Reserve bei trockener Zeit, in welcher das Quellbachwasser ohnehin klar ist. Bei größerem Wasser wird die Einlauföffnung durch eine Klappe oder ein Brett verschlossen.

Da bei großen Wasserwerksanlagen der nach der englischen langsamen Sandfiltrationsmethode notwendige Baugrund bei notwendiger Erweiterung der Filteranlagen oft schwer beschafft werden kann, mitunter auch gar nicht verfügbar ist, ließ, um den notwendigen Flächenraum bedeutend zu reduzieren, Wasserwerksdirektor F. Fischer in Worms Filterplatten aus einer komprimierten sandsteinartigen Masse von 0,10 m Stärke anfertigen. Aus je zwei solcher Platten wird, in einem Abstande von 0,03 m voneinanderstehend und an den Rändern gedichtet, eine Art Kästen hergestellt und vertikal nebeneinander aufgestellt. Diese vertikal aufgestellten Platten bilden die Filterschichte, durch welche das Wasser unter dem normalen (üblichen) Filterdruck durchsickert und gereinigt in die Hohlräume der Kästen gelangt, aus welchen es durch eine eiserne Rohrleitung abgeleitet wird. Durch die letztere kann umgekehrt durch Verbindung mit einer Wasserdruckleitung eine Reinigung der Platten, sowie ein Ablösen der sich auf der Oberfläche bildenden Filterhaut von innen aus erfolgen, desgleichen durch Einlassen von Dampf eine Sterilisierung der Platten (Vernichtung von Bakterien) erzielt werden. Dieses neuere Filtersystem soll sich auf Grund der bisherigen Erfahrungen leider nicht entsprechend bewährt haben. Auf demselben Prinzipe beruht ein im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1906 publiziertes System „Lanz", das als vertikales Steinfilter (fein poröser Naturstein) aus Platten von 1,18 m Höhe, 0,48 m Breite und 0,18 m Dicke mit einer Filterfläche von 1,6 m² pro Element, welche bei 375 mm stündlicher Filtrier-

geschwindigkeit pro Tag und Element somit 14,4 m³ oder pro Quadratmeter 9 m³ filtrieren. Jedes Steinplattenelement enthält 5 Bohrlöcher, aus welchen das von außen eingedrungene Wasser unter max. 1,5 m Druckhöhe in eine Uförmige Bodenrinne ausläuft.

Nach Versuchen soll ein 15000 Keime enthaltendes Rohwaser bis auf 6 Keime gereinigt worden sein. Die Reinigung erfolgt wie beim Fischerschen Sandsteinfilter von innen nach außen. Auch hier muß die Eignung dieses Systems als Großfilter noch abgewartet werden.

Jewell-Rapidfilter.

Die enorm großen Flächen, welche große Städte bei Anwendung der langsamen Sandfiltration (englische Methode) beanspruchen, die hiermit verbundenen großen Baukosten, sowie mitunter der eintretende Übelstand, daß, wie früher hervorgehoben, bei notwendiger Erweiterung der Filtrationsanlage die Stadt oft die nötigen Flächen überhaupt nicht zur Verfügung hatte, brachte die Amerikaner in die Zwangslage, ein neues Schnellfiltersystem zu erfinden, das nur den **50.** Teil der Fläche der englischen Sandfiltration beansprucht, indem 1 m² Filterfläche imstande ist, statt 2,5 m³ bis **125 m³** Wasser pro Tag zu filtrieren.

Dabei ist sowohl die mechanische Reinigung (Klärung) als auch die bakteriologische eine ausgezeichnete, indem von je 1000 Keimen pro cm³ des Rohwassers das Filtrat bloß 7—8 Keime enthält. Auch die Reinigung der Filter selbst ist eine ganz außerordentlich raschere, indem die Filter wohl normal nur ca. 3—4 Tage in ununterbrochenem Betrieb stehen, die jedesmalige Reinigung jedoch bloß 7—11 Minuten erfordert.

Die Filter bestehen bei großen Anlagen zumeist aus eisernen, oben offenen zylindrischen Gefäßen von meist 5,029 m Durchmesser und 2,862 m Höhe; die Fläche ist daher **20 m²** und filtriert also ein solches Filter pro Tag 125 . 20 = **2500 m³**. Die Filtrationsgeschwindigkeit ist somit pro $h = 5{,}2$ m, während sie nach Piefke (Berlin) bloß $V_h = 0{,}030$ m ($Q_{24}{}^h = 0{,}72$ m³) oder, wie sonst üblich, $V_h = 0{,}104$ m ($Q_{24}{}^h = 2{,}5$ m³) beträgt.

Das Charakteristische dieser amerikanischen Schnellfiltration besteht darin, daß der Sedimentationsprozeß durch Zusatz von Chemikalien, welche unlösliche Verbindungen erzeugen, außerordentlich beschleunigt wird.

Es wird nämlich dem zu reinigenden Wasser ein Zusatz von 2—6 % Alaunlösung (schwefelsaure Tonerde) gegeben (in Form von amorphem Alaun), und zwar pro m³ Rohwasser zwischen 7—12 g (Anlage Triest). Da 1 kg Alaun 16 Heller kostet, so entfallen im Maximum pro m³ Wasser rund **0,2 Heller** Alaunverbrauch. Diese Alaunlösung bewirkt eine vollständige Klärung des oft sehr unreinen Rohwassers, wobei auch die event. Huminsubstanzen (Moorwässer) ausgeschieden werden. (Die Anlage in Triest ist seit 2 Jahren in Betrieb.)

Was die Wirkung des im Wasser gelösten amorphen Alaunzusatzes anbelangt, so wird die schwefelsaure Tonerde durch den in jedem Wasser enthaltenen Kalk zersetzt, indem schwefelsaurer Kalk (Gips) gebildet wird

und das sehr fein verteilte, ausgeschiedene Tonerdehydrat, da spezifisch schwerer, zu Boden fällt.

Dieses in lockeren Flocken ausfallende Tonerdehydrat hat eine doppelte Aufgabe. Ein Teil dient dazu, in den Sedimentierbassins die suspendierten Bestandteile einhüllend mit sich niederzureißen. Hierbei werden auch die im allgemeinen als gelöst betrachteten Huminsubstanzen, die dem Wasser eine gelbe Färbung geben, mit ausgeschieden, desgleichen auch Eisenverbindungen. Ein anderer Teil des Tonerdehydrates gelangt auf das Filter und dient hier, ein künstliches Plankton bildend, außer dem natürlichen Plankton, hauptsächlichzur Bildung der filtrierenden Schichte, der Filterhaut.

Je besser das natürliche Plankton aus dem Rohwasser entfernt wird, um so günstiger ist der Reinigungseffekt in bakteriologischer Beziehung, da das künstliche Plankton, der Tonschlamm, das vorherrschend wirkende ist. Bei diesem Verfahren nimmt auch die permanente Härte des Wassers etwas zu, wobei die geringen Mengen des schwefelsauren Kalkes jedoch nicht in Betracht kommen.

Bei einem sehr wenig kohlensauren Kalk enthaltenden Wasser kann durch den Zusatz von schwefelsaurer Tonerde eine saure Reaktion eintreten, in welchem Falle dann durch Zusatz von Kalkmilch die Neutralisation durchzuführen ist.

Vom hygienischen Standpunkt ist nachgewiesenermaßen dieser geringe Zusatz von Alaun (7—50 g), sowie die Bildung der schwefelsauren Salze ganz unschädlich.

Auf Grund der zahlreichen Versuche und gemachten Erfahrungen können die Jewellfilter rücksichtlich der bakteriologischen Leistungsfähigkeit mit der langsamen Sandfiltration als gleichwertig angesehen werden, in bezug auf die Klärung und Entfärbung ist dieses Verfahren jedoch allen anderen Systemen vorzuziehen. — Was die bauliche Einrichtung und den Betrieb dieser Filter anbelangt, so besteht, wie früher erwähnt, das Filter aus einem 5 m hohen Bottich (aus Holz oder Eisen), in dessen oberen Teil ein kleinerer, kürzerer, zweiter Bottich hineinragt.

Der Zwischenraum zwischen beiden ist unten mit einem Boden abgeschlossen und kommuniziert der untere freie Raum des großen Bottichs mit dem oberen Bottich durch ein in der Mitte situiertes Rohr.

In den unteren Raum, der als Klärbassin dient, tritt das Rohwasser, welches vorher den Alaunzusatz erhalten hat, durch ein Ventil ein, wobei das Wasser nicht radial, sondern tangential einströmt.

Nach Ablagerung der gröberen Sedimentstoffe gelangt das Wasser durch das zentrale Rohr in den oberen Bottich, wo es sich über die Oberfläche des aus reinem Quarzsand bestehenden Filterbettes ausbreitet, dasselbe durchfließt und am Boden des kleinen Bottichs durch zahlreiche, mit feinen Sieben geschlossene, trichterförmige Öffnungen in ein System von Abzugröhrchen eintritt, welche alle rechtwinklig in ein diametral gelagertes Sammelrohr einmünden.

Aus diesem gelangt das gereinigte Wasser durch senkrechte Abflußröhren und durch ein Ventil in die Reinwasser-Hauptleitung.

Ein auf das Eintrittsventil wirkender Schwimmer reguliert den Zufluß und hält das Wasser im Filter auf konstanter Höhe.

Der Austritt wird durch einen äußerst sinnreich konstruierten Kontrollapparat (Weston Controller) ebenfalls reguliert und so die Filterleistung konstant erhalten.

Die Reinigung geschieht durch Rückströmung von reinem Wasser unter Druck (durch Pumpe oder Hochreservoir), verbunden mit Lüftung und Durchrührung des Filtersandes mittels eines eigenen Rührwerkes, dem gewöhnlich noch ein Nachspülen folgt.

Diese Manipulation erfordert nur einen Zeitraum von 5—10 Minuten und kann bei sehr schmutzigem Wasser alle Tage vorgenommen werden.

Die Betriebskosten stellen sich ca. gleichhoch wie bei der gewöhnlichen Sandfiltration. Die Baukosten sind jedoch ganz bedeutend geringer wie jene der englischen Sandfiltration, weil die verbaute Fläche wesentlich kleiner ist.

Kosten der englischen Sandfilter. Werden die Kosten überwölbter Filter auf 1 m^3 filtrierten Wassers reduziert, so betragen dieselben nach Kirkwood 30—120 Heller = 0,25—1,0 M. Nach Lindley stellen sich dieselben wie folgt:

Baukosten (große gewölbte Filter)	0,25 M.
Filtrationskosten	0,75 „
Gesamtkosten von 1 m^3 filtrierten Wassers	1,00 M. = 120 Heller.

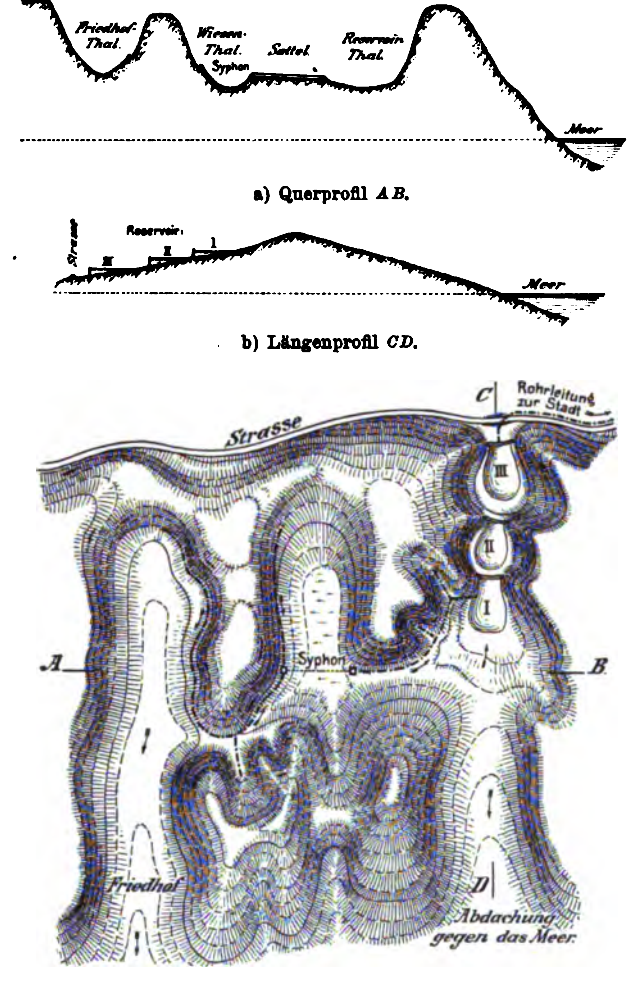
Die Baukosten des Filterbassins selbst können (größere Anlagen vorausgesetzt) pro m^2 Filterfläche bei offenen Filtern 50—60 K = 50 M., bei überwölbten Filtern 80—100 K = 70—80 M. betragen. Kleinere Filter kommen entsprechend teurer.

IV. Wassersammlung durch künstliche Teiche und Stauweiher.

In allen jenen Fällen, wo zur Versorgung weder Quell- und Grundwasser, noch offene Wasserläufe ausreichen, muß zur Errichtung entsprechend großer Stauweiher, Gebirgsreservoire, geschritten werden. Rücksichtlich der anstandslosen Verwendung von Talsperrenwasser zu Genußzwecken wird auf die im allgemeinen Teile dieses Abschnittes vorgeführten Abhandlungen verwiesen. Was den Bau derselben anbelangt, so wird in Kapitel II dieses Bandes (Stauweiher-Anlagen) die Projektierung, Berechnung und bauliche Durchführung dieser Anlagen des näheren behandelt werden. Mit jedem Stauweiherbau wird jedoch für Wasserversorgungszwecke zweckentsprechend eine Filteranlage zu verbinden sein, welche entweder gleich beim Stauweiher zu erbauen oder aber mit der Hochreservoiranlage (Taf. VI) zu kombinieren sein wird. In nachfolgendem soll noch der Eigenart der Wassersammlung wegen die Wasserversorgung der Stadt Christiansund in Norwegen an der Hand einiger im Jahre 1889 skizzierter Aufnahmen besprochen werden. Christiansund, eine Stadt mit 9800 Einwohnern, südlich von Trondhjem (Drontheim) an der Westküste Norwegens gelegen, besteht aus drei Inseln. Die großen, zumeist kahlen Gneiskuppen und Abhänge dieses an und für sich kleinen Insellandes gestatten kein Einsickern des Meteorwassers, so daß

trotz des durch den Golfstrom begünstigten Regenreichtums (1800—2000 mm pro Jahr Regenhöhe) die Bildung von Süßwasserquellen ausgeschlossen erscheint. Die Stadt mußte daher entweder eine Zisternen- oder Gebirgsreservoir- (Stauweiher-) Wasserversorgung durchführen. Zu diesem Zwecke wurden in einer der steilen Felsschluchten 3 kleine Reservoire *I*, *II* und *III* (Situation c, Fig. 35) mittels gemauerter Talsperren in unmittelbarer Nähe der Stadt angelegt.

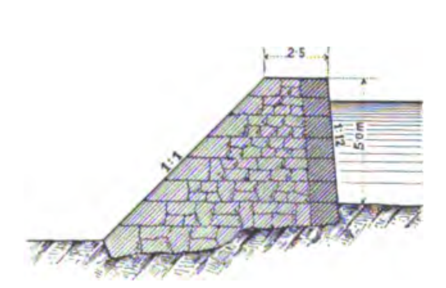
Die Talsperre des mittleren, 1889 gebauten Reservoirs ist in Fig. 35d im Querschnitt gezeichnet; sie ist aus Gneisblöcken trocken hergestellt und nur auf der Wasserseite in Zement gemauert. Die Reservoire sind 50—200 m lang und zumeist 30—40 m breit mit einer mittleren Wassertiefe von 1—3 m. Der Fassungsraum aller 3 Stauweiher dürfte meiner



a) Querprofil *AB*.

b) Längenprofil *CD*.

c) Situationsplan.



d) Profil der Staumauer des Reservoirs *II*. e) Querprofil des Sammelkanales.

Fig. 35. Wassersammelanlage von Christiansund (Norwegen).

Schätzung und flüchtigen Aufnahme nach ca. 30000 m³ betragen. Die Mauern besitzen keine gemauerten Grundablässe und Überfälle, sondern sind nur durch kurze Rohrleitungen mit Schieber verbunden. Das oberste Reservoir liegt nahe der Wasserscheide.

Da infolge des kleinen Einzugsgebietes dieser Reservoire von vielleicht 4 ha die Wassersammlung eine ungenügende war, wurden behufs Vergrößerung desselben 2 Parallelschluchten einbezogen und zu diesem Zwecke an den steilen Felsenabhängen und Tallehnen 0,3/0,4 m weite, gemauerte, offene Sammelkanäle gebaut (siehe Querprofil e), welche sich längs der in dem Situationsplan strichpunktierten Linie an den Abhängen entwickeln. Die Verbindung der Sammelkanäle des Friedhof- und Wiesentales (vom Verfasser gewählte Benennungen) erfolgt durch einen Siphon (siehe Querprofil *AB*). Das von den Felsen abrinnende Regenwasser wird nun in diesen Kanälen gesammelt und in die 3 Stauweiher geleitet, aus welchen es nach Passierung einer Filteranlage in die Stadt gelangt. Das diesem kahlen Felseiland mühsam und mit großen Kosten abgewonnene Wasser ist ganz entsprechend trinkbar, wird jedoch zuweilen noch in den Häusern selbst, wenn nötig, einer zweiten Filtration und Kühlung unterzogen.

Eine zweite aparte Art, eine künstliche Herstellung von Grundwasser durch natürliche Sandfiltration im Boden weist die Stadt Göteborg in Schweden auf (siehe „Gesundheits-Ingenieur", Jahrgang 1904; Hansen, „Die städtischen Wasserversorgungen Schwedens").

Die Durchführungsmöglichkeit einer derartigen Wasserversorgung ist natürlich ebenfalls an die ganz lokalen, im übrigen selten vorkommenden geognostischen Untergrundverhältnisse gebunden.

D. Zuleitung zum Versorgungsgebiete (Reservoir).

Die Hauptzuleitung, welche den Transport des Wassers aus dem Gewinnungsgebiete (Wassersammelanlage, Wasserbezugsort) zum Abgabegebiete (Hochreservoir) zu besorgen hat, kann entweder eine Gravitations- oder eine Druckleitung sein. Liegt der Wasserbezugsort höher als der Versorgungsort, dann wird das Wasser mit natürlichem Druck (per Gravitation) zu dem letzteren geleitet werden können, während unter anderen Umständen dasselbe auf die zur Versorgung nötige Höhe künstlich gehoben werden muß.

I. Gravitationsleitungen.

Der Transport des Wassers kann in offenen oder geschlossenen Leitungen erfolgen, also durch offene Gerinne (Gräben), oder durch geschlossene unterirdische Gerinne (Kanäle, Kanalrohrleitungen), oder endlich durch Druckleitungen (Eisenrohrleitungen) bewerkstelligt werden.

1. Offene Gerinne

werden überhaupt nur bei ausschließlichen Nutzwasserversorgungen und größeren Quantitäten zur Anwendung gelangen. Das Profil derselben wird

nach dem gerechneten Maximalerfordernis, bezw. bei Anlage eines Hochreservoirs nach dem mittleren Tageserfordernis am Tage des größten Konsums (Sommer) zu dimensionieren resp. etwas größer als dieses anzunehmen sein. Bezüglich der baulichen Durchführung wird dann in einfachster Weise ein offener Graben mit Böschungen von $1:1^1/_2$—$1:2$ hergestellt werden können, wenn das Bodenmaterial ein entsprechend widerstandsfähiges ist und die Geschwindigkeit des fließenden Wassers $v = 0{,}60$ m nicht überschreitet. Für $v \gtreqless 0{,}6$—1,20 m müssen die Böschungen und die Sohle des Grabenprofiles durch Pflasterung gesichert werden, etwa in der aus Fig. 36 ersichtlichen Weise, daß in eine Schüttung von grobem Schotter das Profil mit 1 : 1 Böschung ausgepflastert wird. Für Geschwindigkeiten $v > 1{,}20$ m muß das Profil

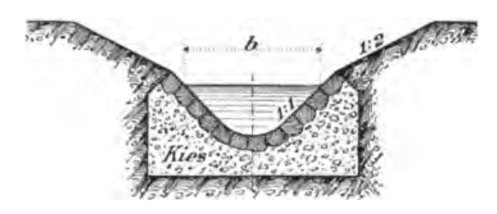


Fig. 36. Gepflasterter Wasserleitungsgraben.

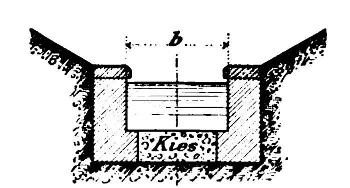


Fig. 37. Gemauerter Zuleitungsgraben.

gemauert, also aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk oder in Beton hergestellt werden (Fig. 37); dieser Fall wird auch dann einzutreten haben, wenn die für flache Böschungen notwendige Grundfläche nicht verfügbar ist (an Stelle der Kiessohle in Fig. 37 wird häufig Mauerwerk oder Pflaster zu treten haben). In Felsgrund können senkrechte Böschungen und ein v bis 3 und 4 m angenommen werden. Für sehr große Geschwindigkeiten (in lokalen Strecken) und für provisorische Leitungen kann man sich einer Holzverkleidung (rechteckig oder, wie in Fig. 38, in Dreiecksform) bedienen. Das Wasser in derartigen offenen Gräben ist natürlich sowohl der Erwärmung wie der Verunreinigung stark ausgesetzt.

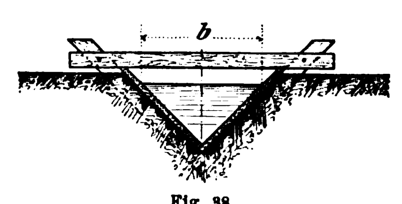


Fig. 38.
Holzgerinne als Wasserleitungsgraben.

2. Gedeckte Kanalleitungen,

entsprechend tief verlegt, haben die eben erwähnten Nachteile nicht aufzuweisen, werden jedoch ihrer meist hohen Kosten wegen nur für größere Wasserquantitäten und bei kleinen Gefällen in Anwendung kommen. Sie haben insbesondere folgende Vorteile aufzuweisen:

1. haben dieselben, gut hergestellt, die längste Dauer, die in keinem Verhältnisse zu jener der Eisenrohre steht, obwohl bezüglich der letzteren noch nicht genügende Erfahrungen vorliegen, da die verwendeten Baumaterialien (vorzüglichen Stein, Mörtel, Beton vorausgesetzt) gegen den Einfluß der Luft und des Wassers viel widerstandsfähiger sind; als Beweis für die lange Bestandsdauer solcher gemauerter Leitungen können

wohl in erster Linie die über 2000 Jahre alten antiken Leitungen der Römer und Griechen hervorgehoben werden.
2. bieten dieselben größere Sicherheit gegen Betriebsstörungen, als die Brüchen ausgesetzten Eisenröhren.
3. können viel geringere Gefälle (bis $J = 0{,}0001 = 0{,}1\,^0/_{00}$) ausgenutzt werden, ohne die Qualität des Wassers besonders zu schädigen, während bei eisernen Druckrohrleitungen kein kleineres als ein einer Geschwindigkeit von min. 0,25 m, am besten von $v = 0{,}5$—0,6 m entsprechendes Gefälle angeordnet werden soll.
4. Die Reinigung von Schlamm und Sand kann bei Druckrohrleitungen durch Spülauslässe wohl bei vorhandenem größeren Druck sehr leicht und billig bewerkstelligt werden, verursacht jedoch bei kleinem Gefälle schon bedeutendere Schwierigkeiten und insbesondere dann starke Inkrustationen, also Querschnittsverengungen. Für kleinere Wasserleitungen werden überdies heute ausschließlich nur eiserne Druckrohrleitungen gebaut, wo halbwegs das entsprechende Gefälle vorhanden ist.

Offene Leitungen (offene Gräben) und gedeckte Kanalleitungen werden auch dort vorteilhaft erbaut werden können, wo der gerechnete Rohrdurchmesser den größten handelsüblich erzeugten (1200 mm) übersteigen würde (also auch bei kleineren Zuflußquantitäten, jedoch sehr kleinen Gefällen), weiter dort, wo beim Legen der Rohrleitung abnormaler Wasserzudrang zu gewärtigen ist, endlich wo Kanalleitungen günstig trassiert, also in flachen Lehnen ohne Quertalübersetzungen durch Aquädukte entwickelt werden können; das Profil wird zweckdienlich nur im Abtrag (Einschnitt) zu legen sein, um Setzungen und Wasserundichtheiten vorzubeugen. Abgesehen von allen diesen Faktoren wird zumeist die Kostenfrage bestimmend auf die Entscheidung betreffs der Wahl von Kanal- oder Druckleitungen einwirken. Die Kanalleitungen müssen, da sie nie voll fließen sollen, „mit Gefälle“ trassiert werden. Dieselben können in der einfachsten Form aus glasierten Steinzeugröhren, aus Betonröhren, Monierröhren (Eisendrahtgeflecht mit Portlandzementmörtel kombiniert) bestehen oder in Form von schliefbaren oder nicht begehbaren Kanälen aus Stampfbeton, Ziegel-, Bruchstein- oder Quadermauerwerk mit verschiedener Querschnittsform hergestellt werden. Der benetzte Umfang ist durch einen 2—6 cm starken, geschliffenen Portlandzementverputz gut zu dichten, das Mauerwerk überdies selbst in hydraulischem Mörtel herzustellen.

Von besonderem Interesse ist auch die Verwendung von Cement armé für große Rohrdurchmesser in der seit neuerer Zeit in Frankreich üblichen Herstellungsweise (System Bonna etc.).

Dieses System wird nicht allein für die Herstellung großer Kaliber für Wasserleitungen und Kanalisationen, sondern auch für Hochreservoirs verwendet, wie dies beispielsweise bei dem 4000 m^3 Inhalt messenden im Querschnitte kreisrunden Reservoir für Chatillon (Seine) der Fall ist.

Die Konstruktion der Leitungsröhren ist eine verschiedene, je nachdem selbe ohne, unter mäßigem oder höherem Druck stehen.

a) Leitungen ohne Druck (nicht volllaufende Rohre).

Zur Ableitung der Abwässer der Stadt Paris wurde ein Teil der Rohrleitung aus Cement armé und zwar bis **3 m** Durchmesser hergestellt. Die Rohrwand besteht in letzterem Falle aus einem Metallgerippe aus Stahlstäben von 8 mm Durchmesser, welche nach der Richtung der Erzeugenden und Leitlinien des zylindrischen Rohrmantels in Abständen von 110 mm verlegt und an den Kreuzungsstellen mit geglühtem Eisendraht verbunden sind.

Dieses Eisengerippe ist in eine 8 cm dicke Zementmörtelschichte (450 kg Zement auf 1 m³ Sand) eingebettet und innen mit einem 1 cm starken Zementverputz überzogen. Die Wandstärke beträgt somit im ganzen 9 cm. Der laufende Meter Rohr wiegt ca. 1 t.

Das Rohr ruht im Rohrgraben auf einer mindestens 0,31 m starken Betonunterlage von 1—1,5 m Breite.

Außerdem sind Verstärkungsrippen angebracht, welche teils in armiertem Zement, teils in Beton ausgeführt sind.

Die Herstellung der Rohre erfolgte im Rohrgraben selbst und kostete der laufende Meter dieser größten Rohre 214 Fr. = 200 K.

b) Druckrohrleitungen.

Die größten Rohre, $d = 1{,}80$ **m**, nach dem System des Ingenieurs Bonna ausgeführt, sind in Längen von 2,5 m mit 10 cm Wandstärke erzeugt.

Für einen Probewasserdruck über 13,6 m, bei welchem die gewöhnlichen Zementrohre ein Schweißen zeigten, erhalten die Rohre eine innere Einlage, bestehend aus einem Stahlblechmantel von 3,5 mm Stärke, welche bei einem dieses Maß übersteigenden Wasserdruck eine entsprechende Erhöhung erfuhr. Das Gerippe selbst besteht bei diesem System aus Stahlstäben von kreuzförmigem Querschnitt und haben die kreisförmig gebogenen Querstäbe einen Querschnitt von 40/22/35 mm, die Längsstäbe 20/14/3 mm, welche je nach den Druckverhältnissen 95—294 mm voneinander entfernt sind.

Die Stoßdichtung der einzelnen Rohrstücke erfolgt bei den Rohren mit innerem Blechmantel mittels Kautschukbänder und geteerter Hanfstricke, welche durch ein dreiteiliges Eisenband mittels Schrauben an das Rohr angepreßt werden. Über diesen Stoß wird eine Ringmuffe aus armiertem Zement geschoben und diese mit Zement ausgegossen.

Die Rohre ohne Blechmantel werden im Stoß nur durch eine Ringmuffe gedichtet.

Die Rohrleitung wird im Rohrgraben auf Betonklötze gebettet.

Der Preis stellte sich pro lfd. m bei den Rohren mit Stahlblechmantel auf 300 Fr., ohne Stahlblechmantel auf 200 Fr. Die armierten Zementrohre für höheren Druck (bis 40 m), welche im Park von Herblay zur Verwendung gelangten und bei 3 m Baulänge mit Durchmessern von 0,30—1,10 m ausgeführt wurden, bestehen aus einer Lamelle von Stahlblech, welche beiderseits von Gerippen aus im Querschnitt kreuzförmigen Stahlstäben umgeben und innen und außen mit einer Zementmörtelschichte überzogen sind. Die größten Rohre von 1,10 m Durchmesser haben 70 mm Wandstärke, die Bleche 0,6 mm; die Querrippen laufen spiralförmig um die Längsstäbe.

Die Dichtung erfolgt in gleicher Weise wie bei den früher behandelten Rohren, nur wird hier die Stoßfuge zuerst mit einer Asbestlage und Bleiweiß gedeckt.

Der Blechmantel wird aus einzelnen Tafeln hergestellt.

Die Kosten der Rohrerzeugung, Legung und Dichtung betrugen bei $d = 1{,}10$ m ca. 76 Fr., bei $d = 0{,}30$ m ca. 12 Fr. pro lfd. m.

In Amerika werden die Wasserleitungsrohre von großen Durchmessern mitunter auch aus Holz (Sequoia gigantea und Sequoia sempervirens [Texaskiefer]) hergestellt, welche einen Wasserdruck bis 6 Atmosphären (Wasserversorgung von Denver in Colorado) anstandslos aushalten. Die Rohre sind aus einzelnen großen Holzdauben zusammengesetzt und es sind zweierlei Dichtungen üblich, und zwar entweder Stoßwechsel (Allens Patent) oder mit durchgehendem Stoß.

In ersterem Falle bestehen die Röhren von 0,3—1,8 m Durchmesser aus lattenförmigen, 2,5 m langen Dauben, welche mit Feder und Nut gedichtet, im Rohrgraben nach einer Schablone gelegt und durch schmiedeeiserne Ringe mit Schrauben zusammengezogen werden. Bei durchgehendem Stoß erfolgt die Dichtung durch einen gleichfalls aus Dauben hergestellten Holzring, welcher mit Eisenbändern zusammengezogen wird.

Die Fig. 39 (a –h) repräsentiert einige Typen derartiger Wasserleitungskanäle. In gewissen Entfernungen müssen Einsteig- oder Revisionsschächte eingeschaltet werden. Bei Kreuzungen breiterer, flacherer Täler kann die Trasse des Kanales in diese Seitentäler hinein entwickelt werden, unter anderen Umständen resp. zumeist werden Seitentäler mittels kostspieliger Überführungen (Aquädukte) übersetzt werden müssen. Desgleichen wird mitunter, insbesondere in schluchtartigen, gewundenen Felstälern, die Vortreibung von Stollen notwendig werden.

Als Sammelleitungen und manchmal auch als Hauptzuleitung zum Hochreservoir werden häufig Steinzeug-Muffenrohre (innen und außen glasiert) verwendet. Bei der Trassierung und Berechnung derselben ist jedoch zu beachten, daß im ungünstigsten Falle (Vollfließen) die Drucklinie mit der Rohroberkante zusammenfallen, aber nie höher liegen darf, weil die Muffendichtungen, welche zumeist aus Hanfstricken, dann Letten und oben Zement oder aber aus Asphaltguß bestehen, einem Überdruck nicht widerstehen. Die beste Dichtung für Tonröhren besteht neben den zuerst einzustopfenden Teerstricken aus einem Gemenge von 1 Teil Teer und 2 Teilen Ton (Letten), oder die Muffen werden mit einer aus Teer und Asphalt bestehenden Mischung ausgegossen. Bei größeren Gefällbrüchen und längeren Leitungen entlastet man zu diesem Behufe die Steinzeugrohrleitung durch Einschaltung von Entlastungsschächten, welche ganz ähnlich wie die Quellenakkumulatoren gebaut sind.

Wie alle Röhren, so müssen auch die Steinzeugröhren mit den Muffen gegen den Wasserlauf gelegt werden, und zwar womöglich 1,50 m mit der Oberkante unter Terrain, damit die wechselnden Lufttemperaturen das in den Röhren fließende Wasser gar nicht oder doch nicht wesentlich beeinflussen. Manche Hydrotechniker beantragen insbesondere bei eisernen Röhren 2 m

Verlegungstiefe, doch stehen die viel größeren Kosten in gar keinem Verhältnis zum erzielten Effekte.

Nach vorliegendem, meinem Brünner Trinkwasserleitungsprojekte entnommenen Graphikon (Fig. 40) der Luft- und Bodentemperaturen für Brünn beträgt die mittlere Lufttemperatur + 8,2°, die mittlere Bodentemperatur bei 1 m Tiefe + 8,8°, bei 2 m Tiefe + 8,6° C., also eine sehr geringe, praktisch

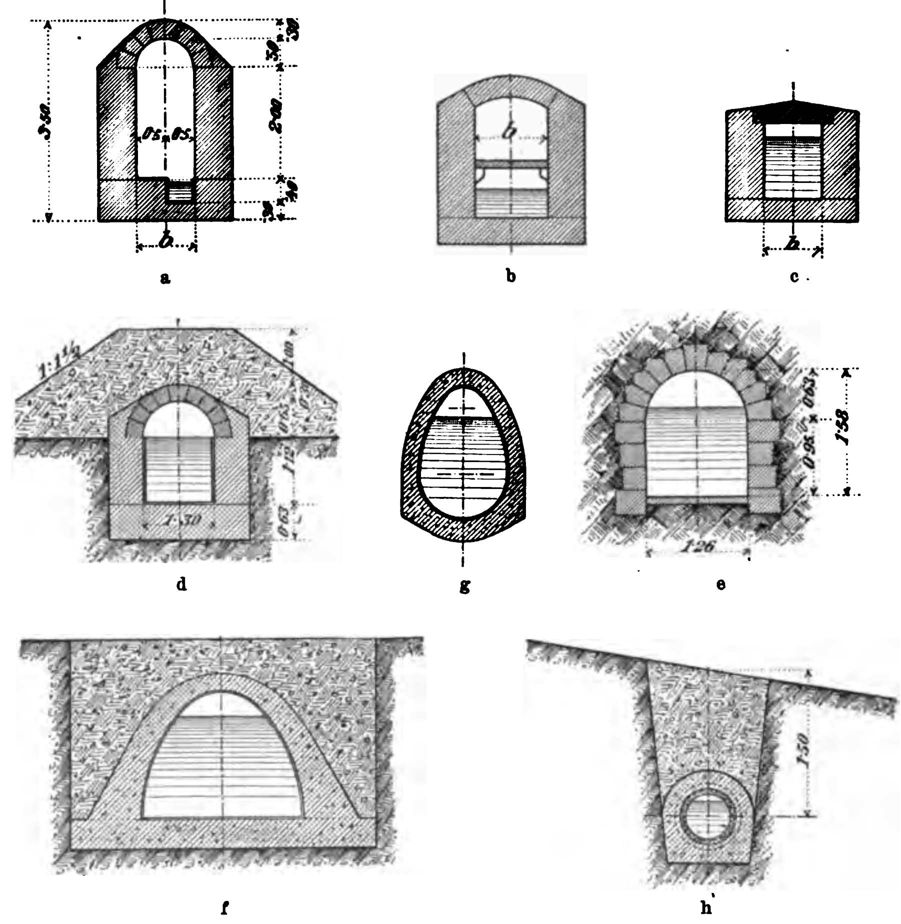


Fig. 39. Kanalprofile für Wasserleitungen.

belanglose Differenz. Bei 1 m Tiefe sinkt jedoch im Winter die Bodentemperatur bis gegen 0° herab, daher die Minimaltiefe mit 1,5 m allgemein angenommen wurde.

Berechnung offener Gerinne, Kanal- und Rohrleitungen. Die Berechnung der offenen Kanal- und Rohrleitungen erfolgt nach den im ersten Kapitel dieses Handbuches (Bd. I) vorgeführten Formeln (Ganguillet und Kutter, Weißbach etc., siehe Taf. III). Für Druckrohrleitungen empfiehlt es sich zur rascheren Durchführung der Berechnungen eigener Graphikons

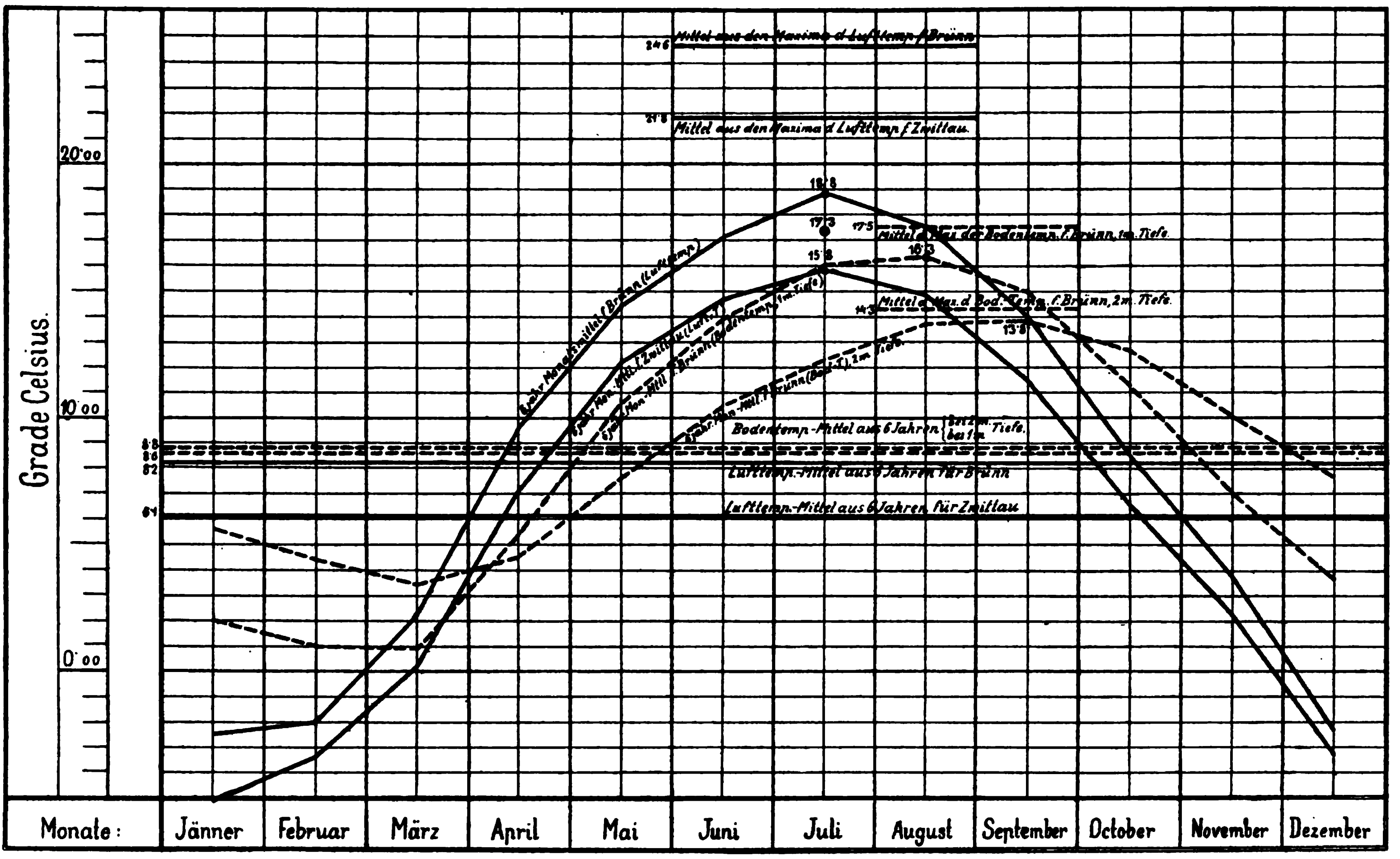


Fig. 40. Graphikon der Luft- und Bodentemperaturen für Brünn und Zwittau.

zu bedienen. Ein solches auf Basis der üblichsten Weißbachschen Formel entworfenes Graphikon, welches für die Rohrdurchmesser $d = 60$—275 mm konstruiert wurde, ist auf Tafel V (Bd. I) gezeichnet und nach der auf S. 146 des 1. Bandes beschriebenen Weise zu gebrauchen. In erster Linie ist wiederholt zu bemerken, daß die Geschwindigkeit, zur Vermeidung großer hydraulischer Stöße in der Rohrleitung, 1,0 m pro Sekunde nicht überschreiten soll und andererseits mindestens so groß angenommen werden muß, daß keine Ablagerung der etwa mitgeführten Sedimentstoffe und keine zu große Temperaturerhöhung durch langsames Fließen erfolgen kann.

5. Eiserne Gravitations-Druckrohrleitungen.

In der Mehrzahl der Fälle werden heute der Billigkeit, leichten Legung und raschen Herstellung wegen eiserne Druckrohrleitungen gelegt, welche ohne Rücksicht auf das wechselnde Gefälle oder auf Steigungen des Terrains in die frostfreie Tiefe von 1,50 m unter dasselbe verlegt werden. Die Röhren, zumeist Muffenröhren, 3—4 m lang, stehend gegossen, innen und außen heiß asphaltiert, werden mit Hanfstricken und Blei gedichtet und mit den Muffen gegen die Wasserlaufrichtung zu gelegt. An allen höchsten Punkten (Bruchpunkten), also dort, wo Steigung und Gefälle abwechselt, müssen Luftventile, an allen tiefsten Punkten Spülauslässe eingeschaltet werden. Um jederzeit leicht zur Rohrleitung zu gelangen und eventuelle Reparaturen und dergl. ohne Kulturschaden vornehmen zu können, wird man als Rohrtrasse womöglich Wege, Straßen (im Bankett), Feldraine und dergl. wählen. Bäche und Flüsse werden unterfahren und muß für eine Sicherung der Bachsohle gegen Auskolkung durch Pflaster, Spundwände etc. Sorge getragen werden. Bezüglich der notwendigen Druckhöhe zwischen Quellstube und Hochreservoir ist zu betonen, daß dieselbe mindestens gleich sein muß der Reibungshöhe h_2 (Reibungsverlust, verlorene Druckhöhe) plus einer kleinen Überdruckhöhe h_3 (mindestens 1—2 m) für den Ausfluß in das Reservoir. (Siehe die spätere Berechnung des Hauptrohrstranges vom Reservoir zur Stadt.)

6. Temperaturzunahme des Wassers in langen Zuleitungen.

Die Temperaturzunahme des Wassers in langen Zuleitungen, namentlich in eisernen Druckrohrleitungen wird sehr häufig überschätzt und oft werden aus diesem Grunde allein derartige weitgelegene Wasserbezugsorte bei Lösung komplizierterer Wasserfragen von vornherein ausgeschlossen. In Wirklichkeit ist diese Temperaturzunahme nicht bedeutend, wenn die Zuflußgeschwindigkeit nicht zu klein angenommen wird und nicht ganz abnormale klimatische Verhältnisse vorliegen.

Bedeutet:

t_0 die maximale Bodentemperatur in Celsius-Graden in dem Rohrgraben,

t_α die maximale Wassertemperatur bei der Entnahmestelle (Wassersammelanlage, Quellstube, Filter etc.),

t_r die maximale Wassertemperatur bei der Ankunftsstelle (Hochreservoir bei der Stadt),

K den inneren Wärmeleitungskoeffizient des Bodens, in Kilogramm Kalorien bezogen auf Meter und Stunden,

L die Länge der Rohrleitung,
Q die Wasserführung in Liter pro Stunde,
h die Tiefe der Rohrleitung (des Rohrmittels unter Terrain),
r der äußere Rohrradius in Meter,

so ist: $$\log . \cdot \frac{t_o - t_r}{t_o - t_a} = - \frac{1{,}185 \,.\, K \,.\, L}{Q\,(\log . \,.\, 2h - \log . r)}.$$

Der Koeffizient K wechselt nach den Bodengattungen und beträgt als oberste ungünstigste Grenze z. B. für die meist vorkommenden sandigen Lehmböden und Ackererde $K = 2$.

Die Bodentemperatur in ca. 1,5 m Tiefe schwankt ebenfalls nach Jahreszeit, Klima und Standort und betrug z. B. in Wien innerhalb der Jahre 1886—1905
bei $h = 1{,}30$ m, $t_o = 14{,}8$—$20{,}5^0$ C., im Mittel $18{,}2^0$ C.,
„ $h = 1{,}80$ „ $t_o = 12{,}6$—$18{,}1^0$ „ „ „ $16{,}3^0$ „.

Beispiel:
Ist $t_o = +17^0$ C. (maximale Bodentemperatur),
$t_a = +8^0$ C.,
$K = 2$ kg Kal.,
$L = 31600$ m,
$Q = 125$ sl. . $3600 = 450000$ l pro Stunde,
$h = 1{,}50 + 0{,}25 = 1{,}75$ m,
$r = 0{,}215$ m,

dann ergibt sich $t_r = \mathbf{10^0}$ **C.** d. h. eine maximale Gesamterwärmung auf 31,6 km von $10 - 8 = \mathbf{2{,}0^0}$ **C.** oder pro Kilometer $\triangle = \mathbf{0{,}063^0}$ **C.**

Nach der Formel von Professor Forchheimer: $t_r = t_o + (t_a - t_o)\,e^{-nx}$,

wobei $$n = \frac{2\pi \,.\, K}{1000 \,.\, Q \,.\, Log. \cdot \left(\frac{2h}{D} + \sqrt{\frac{4h^2}{D^2} - 1}\right)}$$

resultiert nach obigem Beispiel folgende Temperaturzunahme.

Hier bedeutet K einen Leitungs-Koeffizienten, welcher angibt, wieviel Wärmeeinheiten pro m² und Sekunde durch eine 1 m starke Bodenschichte durchströmen, wenn die beiden Begrenzungsflächen auf 1^0 C. Temperatur-Differenz erhalten werden.

Für gewöhnliches feuchtes Erdreich kann im Mittel $K = 0{,}00056$ angenommen werden, dann ist:

$$n = \frac{0{,}00000153}{Q \cdot \log \cdot \left(\frac{2h}{D} + \sqrt{\frac{4h^2}{D^2} - 1}\right)} = 0{,}0000058.$$

NB. *Log.* = *log. nat.*
log = dekadische Logarithmen.

Es bedeutet weiter Q in Sekunden m³ und x die Rohrleitungslänge $= L$ in Meter, also sind:

$Q = 0{,}125$ m³,
$t_o = 17^0$ C.,
$t_a = 8^0$ C.,
$x = 31600$ m, dann ist
$t_r = \mathbf{+\,9{,}62^0}$ **C.**,

also eine Erwärmung von 8,0 auf 9,62 = **1,62° C.**, mithin etwas weniger wie nach der ersten Berechnungsweise.

Nach wirklichen Messungen beträgt die Temperaturzunahme $\triangle = t_r - t_a$ pro Kilometer bei der

Frankfurter Quellleitung . . .	$L =$ 82,00 km	$\triangle = +$ 0,042° C.
Vanne Leitung (Paris)	$L =$ 173,00 „	$\triangle =$ 0,012° „
Alte Wiener Hochquellenleitung	$L =$ 90,00 „	$\triangle =$ 0,049° „
Freiburg im Preisgau	$L =$ 5,1 „	$\triangle =$ 0,196° „
Regensburg	$L =$ 2,25 „	$\triangle =$ 0,062° „
Solingen (Hebung mechanisch) .	$L =$ 8,0 „	$\triangle =$ 0,125° „.
	Im Mittel:	$\triangle =$ **0,081° C.**

Dies würde für das frühere Rechnungsbeispiel für $\triangle = 0{,}081$ bei $L = 31{,}6$ km eine Zunahme von **2,56° C.** entsprechen gegenüber den gerechneten 2,0 bezw. 1,62° C.

II. Künstliche Hebung des Wassers.

Liegt die Wassersammelanlage (Quellstube, Grundwasserbrunnen oder das offene Wassergerinne) tiefer als das Abgabegebiet (die Stadt oder Ortschaft) oder das zur Versorgung desselben mit natürlichem Druck entsprechend hoch zu legende Hochreservoir, so muß zur Errichtung einer Pumpstation geschritten werden, welche in nächster Nähe des Sammelbrunnens zu situieren ist. Die Versorgung durch künstliche Hebung kann entweder in der Weise erfolgen, daß das Wasser durch das Pumpwerk innerhalb einer 20—24stündigen Pumpzeit kontinuierlich in das Stadtrohrnetz gedrückt wird, welches durch einen Rohrstrang mit einem sogen. Kompensationsreservoir in Verbindung steht, in welches das durch die Zapfstellen nicht verbrauchte eingepumpte Wasser, also insbesondere zur Nachtzeit, einfließt und aufgespeichert wird, um in jener Zeit, wo der Konsum größer als das zugepumpte Wasserquantum ist, aushelfend, ausgleichend (kompensierend) zu wirken. Statt des Hochreservoirs kann in Städten, wo der entsprechende Raum hierfür nicht vorhanden ist, auch ein entsprechend hohes Rohr (Standrohr) hergestellt werden, welches die Druckdifferenzen reguliert, in welchem Falle jedoch eine 24stündige Pumpzeit und mindestens 2 Pumpmaschinen notwendig sind. Da diese Versorgungsweise nur bei großen Städten eintreten kann, deren Versorgung nicht in das Gebiet des Kulturingenieurs fällt, so soll von einer weiteren Behandlung hier Abstand genommen werden. Zumeist wird jedoch der Fall eintreten, daß bei Grundwasserversorgungen neben oder über dem Sammelbrunnen die Pumpstation errichtet wird, durch welche das Wasser in ein auf einem die Stadt dominierenden Hügel situiertes Hochreservoir hinaufgedrückt wird, von wo aus es selbsttätig (per Gravitation) in das Stadtrohrnetz gelangt. In einem solchen Falle wird das entsprechend groß zu bauende Reservoir binnen 6 bis 10 Stunden (also bei Tag) gefüllt und dann der Pumpbetrieb eingestellt.

Saug- und Druckrohre werden mit gleich großen Lichtweiten derart projektiert, daß die mittlere Betriebsgeschwindigkeit ca. 0,6 m beträgt. Diese rationelle Geschwindigkeit soll jedoch in keinem Falle 1,0 m überschreiten. Der Inhalt des Druckwindkessels soll einen Fassungsraum gleich dem 3fachen

Pumpenvolumen besitzen und die Saughöhe möglichst gering (nicht über 5 m) angenommen werden. Als Motor zum Antrieb der Saug- und Druckpumpen können

a) Wasserräder und Turbinen,
b) hydraulische Widder (als selbständiger Motor und Pumpwerk),
c) Göpel mit animalischem Antrieb (Menschen, Pferde oder Rinder),
d) Windmotoren,
e) Dampfmotoren (Lokomobile oder stationäre Dampfmaschinen mit Pumpen oder Pulsometer) und
f) Elektromotoren

dienen; statt des Dampfes kann auch Petroleum, Benzin oder Gas (Heißluft oder Sauggas) als ökonomischer Motor zur Verwendung kommen.

1. Wasserräder und Turbinen.

Die notwendige Kraft (absoluter Effekt N_a) berechnet sich aus

$$N_a = \frac{1000\, Q^{m^3} . H^m}{75}$$

in Pferdekräften, wobei Q^{m^3} das pro Sekunde auf die Höhe H^m zu hebende Wasserquantum bedeutet.

Wir hätten beispielsweise einen Ort mit 1000 Einwohnern mit Nutz- und Trinkwasser zu versorgen und nehmen pro Kopf und Tag 60 l Bedarf an, so erhalten wir einen mittleren Tagesbedarf von 60 m³. Das Reservoir, welches täglich zu füllen ist, hätte einen Fassungsraum von 75 m³, entsprechend dem maximalen Tagesbedarf (gleich 125 % des mittleren Bedarfes). Diese 75 m³ sind nun innerhalb der Pumpzeit (bei Wassermotoren 12 oder 24 Stunden, bei kleinen Dampfmotoren 5—10 Stunden), also z. B. in 24 Stunden hinaufzudrücken; es entspricht dies einem sekundlich zu hebenden Quantum von

$$Q^{sec.} = \frac{75^{m^3}}{24 . 3600^{sec.}} = 0{,}9 \text{ sl.} = 0{,}0009 \text{ m}^3.$$

Die gesamte Förderhöhe (Höhenunterschied zwischen dem gesenkten Brunnenwasserspiegel und dem Auslauf im Hochreservoir) würde betragen $H = 30$ m, so erhalten wir als notwendigen Nutzeffekt

$$N_n = \frac{1000 . 0{,}0009 . 30}{75} = 0{,}36 \text{ Pferdekraft.}$$

Nun ist $N_n = k . N_a$, wobei der Wirkungsgrad k, d. h. der Prozentsatz der wirklichen Leistung gegenüber der theoretischen Arbeit,

$k = 0{,}30—0{,}40$ bei unterschlächtigen und primitiv gebauten Wasserrädern,
$k = 0{,}50—0{,}60$ bei oberschlächtigen Wasserrädern und
$k = 0{,}75—0{,}80$ bei Turbinen

beiläufig beträgt. Nehmen wir als Motor ein oberschlächtiges Wasserrad, so müßte dasselbe somit

$$N_n = k . N_a = 0{,}6\, N_a, \text{ also } \frac{N_n}{0{,}6} = N_a = \frac{0{,}36}{0{,}6} = \mathbf{0{,}51} \text{ Brutto-Pferdekräfte}$$

leisten, wenn dasselbe permanent in Betrieb bleiben könnte.

Für kulturtechnische Zwecke sehr verwendbar ist der zu den Turbinen gehörige **Pelton-Motor.**

Derselbe ist eine Aktionsturbine mit horizontaler Achse, geeignet für höheren Druck und zur direkten Kuppelung für schnelllaufende Maschinen oder zur Kraftübertragung mittels Riemen, Zahnräder, Friktionsräder etc. Dieser Motor arbeitet mit hohem Nutzeffekt, namentlich bei großem Wasserdruck und großer Tourenzahl; er kann event. schon bei 1 Atmosphäre Druck, rationeller jedoch von 2 Atmosphären aufwärts, verwendet werden, und stehen solche bis 50 Atmosphären Druck im Betrieb.

Dieser Motor (siehe Fig. 41) besteht aus einem gußeisernen Gehäuse, in welchem auf einer horizontal gelagerten Achse aus Stahl das vertikale

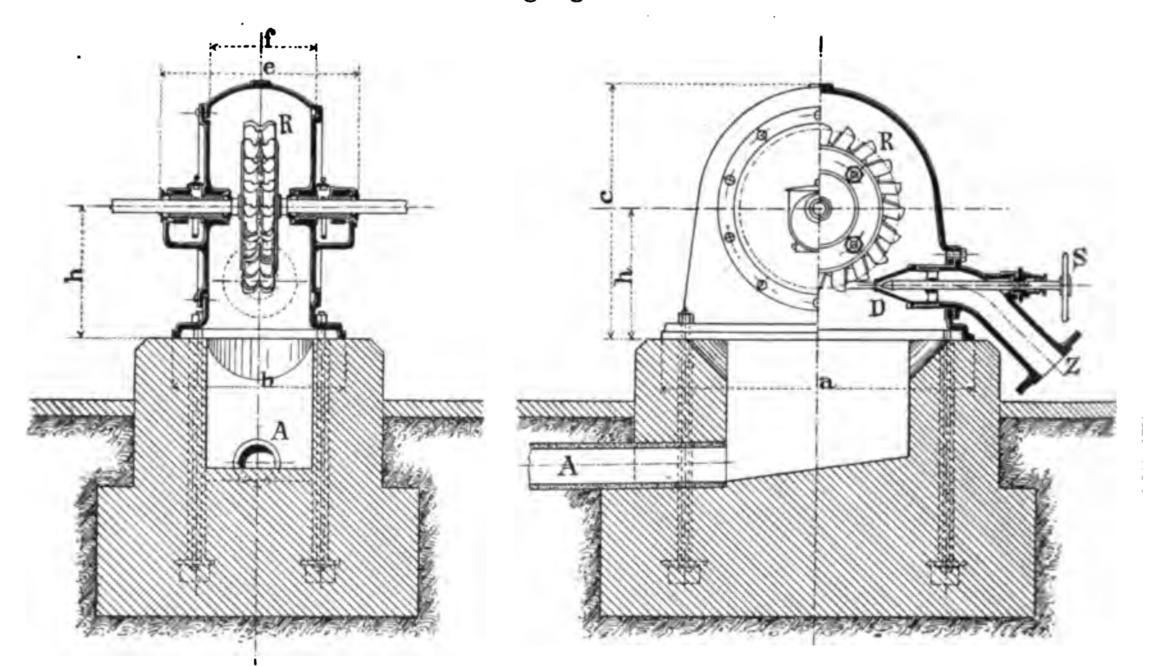


Fig. 41. Pelton-Motor.

Turbinen-Schaufelrad *R* aufgezapft ist. Der Radkörper selbst ist meist in Gußeisen, die Schaufeln selbst in Phosphorbronze hergestellt und mit Schrauben befestigt. Im unteren Teil des Gehäuses mündet die Druckwasserzuleitung *Z* ein, welche in ein Strahlrohr mit Düsenansatz *D* endet, aus welchem das unter Druck stehende Wasser direkt auf die Schaufeln ausfließt. Der Zufluß selbst kann durch die Stellschrauben-Spindel *S* beliebig reguliert werden.

Das notorisch ausgenutzte Abwasser fließt in den Fundamentraum *a* und von hier durch eine Ableitung *A* ab.

Berechnung:

Behufs möglichst rationellster Ausnutzung der Wasserkraft derart, daß der die Radschaufel treffende Wasserstrahl theoretisch die ganze innewohnende

Arbeit abgibt, muß derselbe einerseits ohne Stoß eintreten, und während seiner Bewegung längs der Schaufel seine Richtung völlig umkehrend, dieselbe am Ende mit einer Geschwindigkeit gleich Null verlassen, eine Bedingung, welche für alle Turbinenanlagen Geltung hat. Diese Regel bedingt, daß die Bewegungs- (Umfangs-) Geschwindigkeit c der Radschaufel theoretisch halb so groß sei, als die Eintrittsgeschwindigkeit v, d. h. es sollte $c = \frac{v}{2}$ sein. Praktisch wählt man zufolge Versuche über den besten Nutzeffekt für den Pelton-Motor $c = \mathbf{0{,}46} \,.\, v$. Ist h die Höhe der Druckwassersäule, so wird mit Rücksicht auf die Kontraktion und Reibung $v = 0{,}95\sqrt{2gh}$ zu nehmen sein.

Als Raddurchmesser d wird der doppelte Abstand der Wasserstrahlachse von der Motorenachse angenommen und es gilt die Relation, wenn n die Tourenzahl des Rades ist, $n = \frac{60}{\pi} \cdot \frac{c}{d}$. Es ist ferner das sekundliche Aufschlagwasserquantum in Kubikmeter $Q = v \cdot \frac{\delta^2 \,.\, \pi}{4}$ und der Düsendurchmesser in Meter

$$\delta = \sqrt{\frac{Q}{v} \cdot \frac{\pi}{4}} = 1{,}13\sqrt{\frac{Q}{v}}\,.$$

Nach der Stärke δ des Wasserstrahles richtet sich dann die Größe der Schaufeln.

(Siehe die Tabelle auf Seite 106 und 107.)

Zum Schlusse sei noch auf die Anfang dieses Jahrhunderts von Professor A. Rateau (St. Etienne) erfundenen Hochdruck-Zentrifugalpumpen hingewiesen. Diese von den Skodawerken in Pilsen gebauten Pumpen sind dadurch charakterisiert, daß in einem zylindrischen Gehäuse auf einer gemeinsamen Welle mehrere einfache Zentrifugallaufräder gekuppelt sind. U förmige Kanäle leiten den Wasserstrahl aus einem im Gehäuse fix eingebauten Leitrad zu dem nächstliegenden hinüber. In diesen Rückleitungskanälen sind sichelförmige Schaufeln eingegossen, welche den Wasserstrahl ohne schädliche Wirbelbildungen zum nächstfolgenden Laufrade leiten, woselbst er von den Laufradschaufeln stoßfrei erfaßt wird. An dem vor dem ersten Laufrade befindlichen Gehäusedeckel ist das Saugrohr, im rückwärtigen Deckel eine Sammelspirale angeschlossen, welche durch ein konisches Rohr mit der Steigleitung verbunden ist.

Eine solche Pumpe, z. B. mit 12 Laufräder, durch einen Elektromotor angetrieben, hebt bei 1450 Touren pro Minute $11^1/_2$ sl. auf eine Höhe von 177 m. Die Pumpe gibt forciert bei $Q = 16^1/_2$ sl. noch immer einen Nutzeffekt von 63%. Diese Pumpen eignen sich insbesondere für abnormal große Förderhöhen bis 200 m.

2. Hydraulische Widder (Stoßheber).

Für kleine Wasserversorgungsanlagen und Fördermengen von $Q = 0{,}05$ bis 6,6 sl. können mit Vorteil hydraulische Widder (1797 von Mongolfier erfunden) in Anwendung gebracht werden, wenn das Aufschlagwasserquantum, mit welchem der Widder betrieben wird, bedeutend größer oder aber die

Tabelle über
der Maschinen- und Armaturenfabrik

Wasserdruck in Atmosphären und Ausflußgeschwindigkeit V in Meter p. Sek.	Größen No.	00	0			1		
	Raddurchmesser . . . mm	78	84			130		
	Anschlußrohr-Durchmesser „	13	19			25		
	Preis bei 2—6 Atm. . .	**99 M.**	**130 M.**			**229 M.**		
	Düsen-Durchmesser . mm	2	3	4	5	4	6	8
2 Atm. 18,82 m	Wassermenge in Liter p. Min.	3,5	8,4	14,9	23,8	14,9	33,6	59,6
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .	2119		1966			1272	
	Leistung in Pferdestärken . .	0,011	0,03	0,05	0,07	0,05	0,11	0,20
3 Atm. 23,05 m	Wassermenge in Liter p. Min.	4,3	10,3	18,2	28,5	18,2	41,1	73
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .	2596		2409			1559	
	Leistung in Pferdestärken . .	0,017	0,05	0,09	0,14	0,09	0,29	0,36
4 Atm. 26,61 m	Wassermenge in Liter p. Min.	5,0	11,8	21,1	32,9	21,1	47,5	84,5
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .	3000		2782			1800	
	Leistung in Pferdestärken . .	0,023	0,08	0,14	0,22	0,14	0,31	0,56
5 Atm. 29,75 m	Wassermenge in Liter p. Min.	5,6	13,2	23,5	36	23,5	53	94
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .	3350		3109			2011	
	Leistung in Pferdestärken . .	0,029	0,11	0,19	0,3	0,19	0,44	0,78
6 Atm. 32,59 m	Wassermenge in Liter p. Min.	6,1	14,5	25,8	40,5	25,8	58	103
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .	3672		3406			2202	
	Leistung in Pferdestärken . .	0,035	0,14	0,25	0,4	0,25	0,58	1,03
7 Atm. 35,21 m	Wassermenge in Liter p. Min.					27,8	62,5	111
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .						2412	
	Leistung in Pferdestärken . .					0,32	0,73	1,30
8 Atm. 37,63 m	Wassermenge in Liter p. Min.					29,7	66,6	119
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .						2546	
	Leistung in Pferdestärken . .					0,39	0,88	1,59
9 Atm. 39,92 m	Wassermenge in Liter p. Min.					31,6	70,7	126
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .						2700	
	Leistung in Pferdestärken . .					0,17	1,03	1,9
10 Atm. 42,08 m	Wassermenge in Liter p. Min.					33,4	75	134
	Umdrehungszahl p. Min. ca. .						2846	
	Leistung in Pferdestärken . .					0,55	1,25	2,2

Anmerkung. Der **kleine Motor 00** dient zum Betriebe von kleinen Nähmaschinen etc. und besitzt keine Regulierspindel, sondern einen Abschlußhahn. Die Lager sind mit selbstschmierenden Büchsen versehen.

„Pelton"-Motoren
vorm. H. Breuer & Co. in Höchst a. M.

2			3			4			5			6		
194			260			390			520			690		
40			60			80			100			125		
339 M.			**517 M.**			**907 M.**			**1648 M.**			**2420 M.**		
7	9	11,5	10	13	15	14	19	23	21	26	30	28	35	40
45,7	75,5	123	93,2	157,5	209	183	336	493	410	630	839	730	1140	1490
	851			635			423			317			239	
0,15	0,25	0,41	0,31	0,52	0,70	0,61	1,12	1,64	1,36	2,1	2,8	2,4	3,8	4,9
56	92	151	114	193	257	224	412	605	503	774	1029	893	1400	1830
	1043			778			519			389			293	
0,28	0,46	0,75	0,57	0,96	1,28	1,12	2,06	3	2,5	3,86	5,14	4,4	7	9,14
64,5	107	174	132	223	296	258	475	697	581	892	1188	1030	1610	2110
	1203			899			599			449			340	
0,43	0,71	1,16	0,38	1,48	1,97	1,72	3,16	4,64	3,87	5,95	7,9	6,8	10,6	14
72	120	194	147	248	331	288	530	780	647	994	1320	1150	1800	2350
	1345			1005			670			502			378	
0,6	1	1,62	1,22	2	2,76	2,4	4,4	6,5	5,4	8,3	11	9,6	15	19,6
79	132	213	161	272	364	316	580	855	710	1090	1450	1260	1970	2580
	1474			1100			734			550			415	
0,8	1,32	2,13	1,6	2,7	3,64	3,16	5,8	8,5	7,1	10,9	14,5	12,6	19,7	25,8
85	142	230	174	293	393	340	625	922	765	1175	1560	1360	2120	2790
	1614			1205			803			603			453	
1	1,65	2,68	2,03	3,42	4,58	3,96	7,3	10,7	8,9	13,7	18,3	15,9	24,8	32,5
91	151	246	186	328	420	364	667	985	815	1255	1680	1254	2260	2980
	1702			1270			847			636			479	
1,21	2,01	3,28	2,48	4,37	5,6	4,85	8,9	13,2	10,8	16,7	22,4	19,4	30,2	39,8
97	160	261	198	334	445	388	713	1045	865	1330	1780	1540	2420	3160
	1806			348			899			674			508	
1,45	2,4	3,9	2,9	5	6,6	5,8	10,7	15,7	13	20	26,7	23,1	36,3	47,5
103	170	276	211	354	472	412	755	1100	920	1410	1890	1635	2570	3340
	1903			1421			948			710			535	
1,7	2,8	4,6	3,5	5,9	7,8	6,8	12,6	18,3	15,3	23,5	31,5	27,2	42,8	55,6

Förderhöhe gegenüber der Betriebs- (Aufschlags-) Höhe keine zu große ist. Das Wasser eines Baches, einer Quelle etc., welches event. in einem Bassin gesammelt wird, gelangt als Aufschlags- oder Betriebswasser durch die Rohrleitung *a* (Fig. 42) in den um ein gewisses Maß *h* tiefer gelegenen Widder, welcher zur Sicherheit in einem gemauerten Schachte oder einem Maschinenhäuschen situiert ist. Von dem Widder führt eine Rohrleitung *d*, die Steigleitung, das gehobene Wasser in das Hochreservoir, welches um h_2 m höher als das Aufschlagswasserreservoir (die Quelle) liegt.

Die Wirkungsweise dieser hydraulischen Maschine ist nun folgende. Der Widder besteht der Hauptsache nach aus 3 Hauptbestandteilen:

1. dem Unterteil (Fig. 43 a),
2. dem Windkessel *w* (Fig. 43 b und c),
3. dem Aufschlagventil *B* (Fig. 43 d).

Auf dem Unterteil ist über der mittleren Öffnung *k* ein gußeisernes Klappenventil v_1, mit Lederdichtung durch die Schraube *h* auf einer Seite derart befestigt, daß es um diesen Punkt drehbar gehoben werden kann, während es, durch sein eigenes Gewicht niedergedrückt, auf dem Ventilsitz dicht aufsitzt. Das Sperr- oder Aufschlagventil v_2 ist ein aus Bronze angefertigtes Kegel (Glocken-) Ventil, mit 5 Öffnungen und einem Bolzen *g* versehen, welcher seine Führung in dem oberen zylindrischen Teil des Gehäuses *B* findet. Der mittlere Teil des Gehäuses besteht aus 4 bogenförmigen Armen *d*. Im Querschnitt dieses Ventiles (Fig. 43 e) sind zwei dieser Arme durchschnitten, daher schraffiert. Die Hubhöhe *o* des Ventiles kann durch eine Schraubenmutter *e* reguliert werden, auf welcher auch der auf dem Ventilbolzen *g* angeschraubte Kopf *f* frei aufliegt.

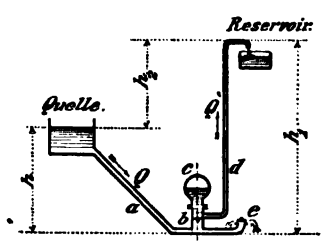
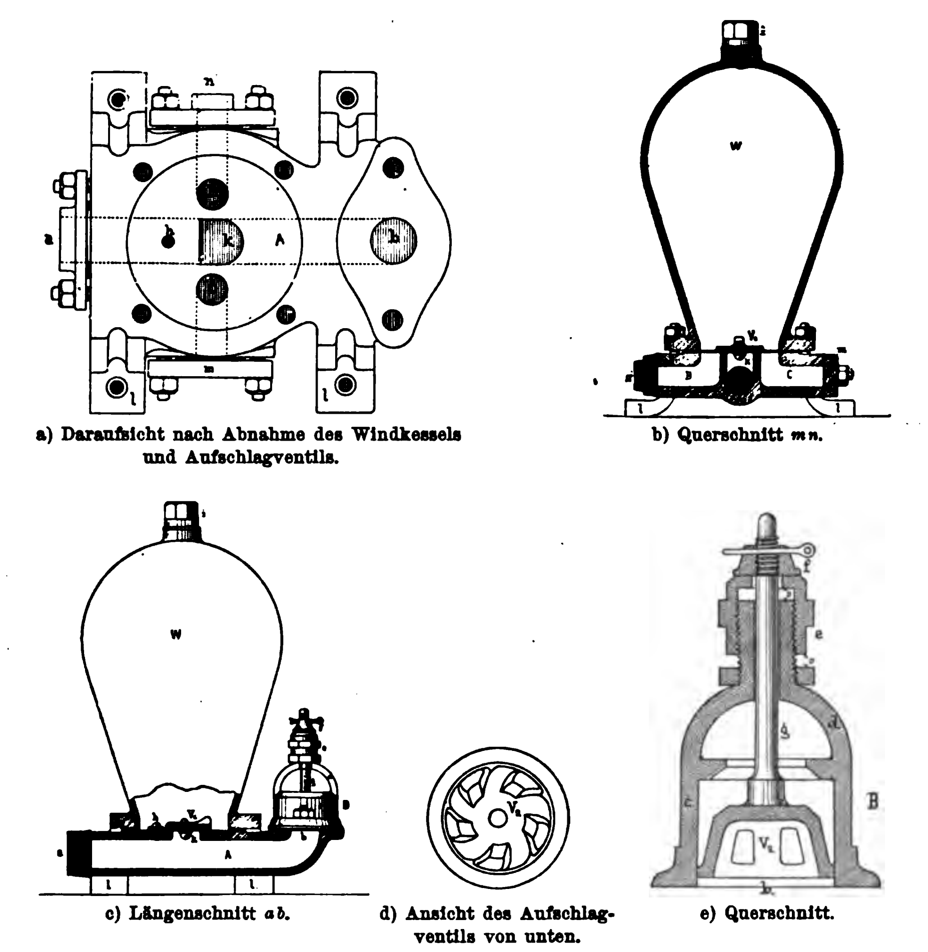


Fig. 42. Schematische Skizze für die Berechnung der Widder.

Bei *a* (Daraufsicht) wird die schmiedeeiserne Rohrleitung für das Aufschlagwasser angeschraubt, bei *n* die Steigrohrleitung. (Die Blindflansche *m* kann auch mit *n* vertauscht werden.) In ruhigem Zustande ist das Klappenventil v_1 geschlossen, das Sperrventil v_2 offen.

Wird nun in dem montierten Widder das Betriebswasser eingelassen, so wird anfangs ein Teil des Wassers durch die Öffnungen des Aufschlagventils ausspritzen, infolge der Kontraktion beim Durchfließen durch die engen Öffnungen und des Auftriebes des Glockenventils selbst das letztere jedoch bald heben und es an seinen Ventilsitz anpressen. Da durch diese Ventilschließung die Strömung des Wassers plötzlich gehemmt wird, so müssen die Rohrwände einen hydraulischen Stoß erleiden, welcher infolge der angesammelten lebendigen Kraft imstande ist, einen größeren Widerstand als den durch die darüber stehende Wassersäule bedingten Druck zu überwinden. Durch diesen Stoß wird nun das Klappenventil v_1 gehoben und ein Teil des Wassers in den Windkessel *w* getrieben, was solange erfolgt, bis der Druck der komprimierten Luft dem Wasserstoße das Gleichgewicht hält. Durch die

komprimierte Luft wird gleichzeitig das Wasser aus dem Windkessel durch die Öffnung *B* und *n* in die Steigrohrleitung gepreßt, gehoben und im Reservoir zum Ausflusse gebracht. Sobald nach dem Wasserstoße das Gleichgewicht eingetreten ist, fallen die Ventile v_1 und v_2 durch ihr eigenes Gewicht wieder herunter, das strömende Wasser spritzt wieder beim Aufschlagventil heraus etc. — das Spiel beginnt von neuem! Wie aus dieser Schilderung



a) Daraufsicht nach Abnahme des Windkessels und Aufschlagventils.

b) Querschnitt *mn*.

c) Längenschnitt *ab*.

d) Ansicht des Aufschlagventils von unten.

e) Querschnitt.

Fig. 43. Hydraulischer Widder (ältere Konstruktion).

hervorgeht, arbeitet diese Wasserhebemaschine also selbständig und bedarf nur geringer Wartung und Erhaltung.

Berechnung. Bedeutet

Q das Wasserzuflußquantum (Aufschlagwasser) in Liter pro Minute,

Q_1 das durch den Widder geförderte (gehobene) Wasserquantum in Liter pro Minute,

h das Gefälle des Aufschlagwassers in Meter,

h_1 die Gesamtförderhöhe ($h + h_2$),

h_2 die Nutzförderhöhe $h_1 - h$ und

K den Wirkungsgrad (Nutzeffekt) des Widders,

so muß die Arbeitsleistung des Aufschlagwassers in Kilogrammmeter ausgedrückt, d. h. also das Gewicht des herabfallenden Wassers 1000 Q^{m^3} mal der Fallhöhe h für den Gleichgewichtszustand gleich sein dem Hubarbeitseffekte, das ist das Gewicht des in der gleichen Zeiteinheit gehobenen Wasserquantums $Q_1^{m^3}$ mal der ganzen Hubhöhe h_1. Nun beträgt das letztere (Q_1) nur einen prozentualen Teil von Q, welches Verhältnis durch K zum Ausdruck gelangt. Drücken wir nun Q und Q_1 nicht in Kubikmeter, sondern in Liter pro Zeiteinheit (also hier 1 Minute) aus, so entfällt der Faktor 1000 kg (das Gewicht 1 m^3 Wasser) und wir erhalten die Arbeitsgleichung:

$$K \cdot Q \cdot h = Q_1 \cdot h_1,$$

und daraus $$Q_1 = \frac{K \cdot Q \cdot h}{h_1}, \text{ ferner } Q = \frac{Q_1 \cdot h_1}{K \cdot h},$$

sowie $$K = \frac{Q_1 \cdot h_1}{Q \cdot h} \quad \text{und} \quad h = \frac{Q_1 \cdot h_1}{K \cdot Q}.$$

Auf Grund von über 1000 Versuchen hat Eitelwein für verschiedene Werte von $\frac{h_1}{h}$ nachstehende Werte für den Koeffizienten K gefunden:

$$K = 1{,}12 - 0{,}2 \sqrt{\frac{h_1}{h}}$$

und nach dieser Gleichung die folgende Tabelle berechnet.

$\frac{h_1}{h} =$	1	2	3	4	5	6	8	10	12	15	16	20
$K =$	0,920	0,837	0,774	0,720	0,674	0,630	0,555	0,488	0,427	0,345	0,320	0,226

Nach d'Anbuisson ist $K = 1{,}42 - 0{,}28 \sqrt{\frac{h_1}{h}}$.

Nach Morin ist $K = 0{,}258 \sqrt{12{,}8 - \frac{h_1}{h}}$.

Es wird allgemein also der Nutzeffekt K umso kleiner, je größer die Nutzförderhöhe h_2 bei gegebenen konstanten Aufschlagwassergefälle h wird.

Für die Lichtweite (Durchmesser d) der Zuleitung hat Eitelwein folgende Relation gefunden. Es ist $d^{mm} = 300 \sqrt{Q}$, wobei Q in Kubikmeter pro Minute ausgedrückt ist.

Für die Länge l der Zuleitung in Meter ergibt sich als rationeller Wert:

$$l = h_1 + 0{,}3 \cdot \frac{h_1}{h}$$

(praktisch wird l nie unter 15 m angenommen).

Der Durchmesser der Steigröhren d_1 soll nach Weißbach beiläufig die Hälfte des Durchmessers d der Zuleitungsröhre betragen, also $d_1 = \frac{d}{2}$ angenommen werden.

Die Fläche des Sperr- (Aufschlag-) Ventilausflusses soll gleich dem Querschnitte der Zuleitungsröhren gemacht werden, das Gewicht des Sperrventils möglichst klein sein; beide Ventile sollen möglichst nahe beieinander liegen, wobei das Sperrventil womöglich auch unter Wasser stehen kann.

Es genügt endlich, den Fassungsraum des Windkessels gleich jenem der Steigrohrleitung zu machen.

Mit Rücksicht auf die Herabminderung der effektiven Leistung des Widders mit dem Verschwinden der Luft aus den Windkesseln, insbesondere bei kleineren Anlagen, wird es sich der Sicherheit wegen empfehlen, nur mit **75—80 %** von Q_1 (des Förderquantums) zu rechnen.

Beispiel: Ist pro Minute $Q_1 = 1{,}5$ l auf $h_2 = 22{,}2$ m zu heben und wäre $h = 6$ m, also $h_1 = h + h_2 = 28{,}2$ m, so ist $\frac{h_1}{h} = 4{,}7$, also $K = 0{,}69$. Es muß also als Aufschlagswasserquantum

$$Q = \frac{Q_1 \,.\, h_1}{K \,.\, h} = \frac{1{,}5 \,.\, 28{,}2}{0{,}69 \,.\, 6} = 10{,}2 \text{ l}$$

pro Minute zur Verfügung stehen, von welchem ca. $\frac{1{,}5}{10{,}2} = 15\,\%$ auf die gewünschte Höhe befördert werden.

Der erforderliche Durchmesser der Zuleitungsröhren ist:

$$d^{mm} = 300 \sqrt{Q} = 300 \sqrt{0{,}0102 \text{ m}^3} = \mathbf{30\ mm},$$

jene der Steigröhren: $d_1 = \frac{d}{2} = \mathbf{15\ mm}.$

Beispiel: Das verfügbare Aufschlagwassergefälle sei $h = 2$ m. Man soll durch einen hydraulischen Widder pro Minute ein effektives Förderquantum von $Q_1 = 30$ l in ein Hochreservoir heben, welches $h_2 = 8$ m höher liegt als die zu hebende Quelle. Es ist somit $h_1 = 8 + 2 = 10$ m und $\frac{h_1}{h} = 5$. Es wird daher $K = 0{,}674$ und muß daher das notwendige Aufschlagquantum, also die minimale Ergiebigkeit der Quelle

$$Q = \frac{Q_1 \,.\, h_1}{K \,.\, h} = \frac{30 \,.\, 10}{0{,}674 \,.\, 2} = 222 \text{ l}$$

pro Minute, von welchem also bloß 30 l, d. h. $\frac{30}{222} = 0{,}14$, das ist 14 %, auf die gewünschte Höhe gefördert werden.

Einzelne Ingenieure rechnen als notwendigen Gesamtwasserverbrauch

$$Q + Q_1 = 222 + 30 = 252 \text{ l},$$

was der Sicherheit, aber nicht der Richtigkeit wegen immerhin angenommen werden kann. De facto wird ja von dem Aufschlagwasserquantum Q der oben berechnete 14 %ige Anteil = 30 l in das Hochreservoir gehoben, während

der Rest $222 - 30 = 192$ l pro Minute durch das Aufschlag- (Sperr-) Ventil ausspritzt und verloren geht.

Der erforderliche Durchmesser der Zuleitungsröhren beträgt:

$$d^{mm} = 300 \sqrt{Q} = 300 \sqrt{0{,}222 \text{ m}^3} = 141 \text{ mm},$$

d. h. man wählt den nächst größeren handelsmäßig erzeugten Durchmesser von $d = 150$ **mm.**

Für die Steigleitung resultiert daher $d_1 = \frac{d}{2} = 75$ mm bezw. $d_1 = 80$ **m.**

Die rationelle Länge der Zuleitung würde betragen:

$$l^m = h_1 + 0{,}3 \cdot \frac{h_1}{h} = 10 + 0{,}3 \,.\, 5 = 11{,}5 \text{ oder rund } \mathbf{12\ m}.$$

Der Inhalt des Windkessels endlich würde betragen:

$$J = \frac{d_1^2 \pi}{4} \cdot h_1 = 0{,}005 \text{ m}^2 \,.\, 10 = 0{,}050 \text{ m}^3 = 50 \text{ l}.$$

Lueger stellt bei Beibehaltung der gleichen Bezeichnungen, wie in Fig. 42, nachstehende Werte auf, wobei Q und Q_1 in Liter pro Sekunde angenommen:

$$K = \frac{h_2 \cdot Q_1}{(Q - Q_1) \,.\, h} = 1{,}12 - 0{,}2 \sqrt{\frac{h_2}{h}} \text{ und } l^m = h_2 + 0{,}3 \cdot \frac{h_2}{h}.$$

Für den als Mittelwert $K = 0{,}50$ und Maximalwert $K = 0{,}75$ angenommene K erhält er:

für $K = 0{,}50$ $\quad Q_1 = \frac{Q \,.\, h}{2 h_1 + h}$,

für $K = 0{,}75$ $\quad Q_1 = \frac{3 Q \,.\, h}{4 h_1 + 3 h}$.

Rücksichtlich der Rohrdurchmesser gibt Lueger nachstehende Tabelle:

Triebwassermenge Q in Sek.-Liter	Triebrohrweite in Millimeter	Förderrohrweite in Millimeter
0,05— 0,10	20	10
0,10— 0,25	25	13
0,25— 0,50	30	16
0,50— 1,00	50	25
1,00— 2,00	75	40
2,00— 5,00	100	50
5,00—10,00	150	60

Um eine Übersicht des Verhältnisses zwischen Förderquantum und Gesamtförderhöhe bei dem Arbeitsgefälle $h = 1$ m und einer Aufschlagmenge $Q = 10$ l pro Minute zu gewinnen, wurden nachstehende Werte ausgerechnet.

Es ist für:

$h_1 = 1$ m $Q_1 = 9{,}2$ l (d. h. selbst wenn gar keine Förderhöhe vorhanden, gehen $Q = 0{,}8$ l durch Reibung verloren);

ferner ist für $h_1 = 2$ „ $Q_1 = 4{,}2$ l,
$h_1 = 4$ „ $Q_1 = 1{,}8$ l,
$h_1 = 8$ „ $Q_1 = 0{,}7$ l,
$h_1 = 12$ „ $Q_1 = 0{,}36$ l,
$h_1 = 20$ „ $Q_1 = 0{,}11$ l,

d. h. der hundertste Teil des Aufschlagwassers wird auf 19 m Höhe effektiv gehoben. Es sind also die hydraulischen Widder bei großen Förderhöhen nur dann zu verwenden, wenn das Förderquantum nur einen kleinen Teil des Aufschlagwassers beträgt.

Bezüglich der Montierung bezw. Installation eines hydraulischen Widders ist nachstehendes hervorzuheben:

Das sehr häufig vorkommende Stehenbleiben des Widders ist in der Regel auf Undichtheiten zurückzuführen, welche infolge der kontinuierlichen Stoßwirkungen durch Lockerung der Rohrverbindungen in der Druckleitung (Aufschlagwasserleitung) namentlich dann entstehen, wenn die Länge der Leitung und die Druckhöhe h größere sind.

Aus diesem Grunde sind Muffenrohrverbindungen mit Bleidichtung ganz auszuschließen und nur Gewindemuffen oder Flanschendichtungen zu verwenden. Die Aufschlagwasserleitung ist überdies unverrückbar zu montieren, und zwar entweder durch Befestigen der Röhren mittels Rohrschellen an Grundpfähle, welche in Entfernungen von 2 zu 2 m einzurammen sind, oder in trockenen Rohrgräben durch Einbau von Querschwellen aus Trockenmauerwerk, welche die Rohrleitung umfassen und nach allen Richtungen verspannen. Diese Leitung soll ferner in einem möglichst gleichförmigen Gefälle und ohne bedeutende Richtungsveränderungen geführt werden, weiter ist die Aufschlagwasserhöhe h tunlichst nicht über 10 m anzuordnen und endlich für einen guten Dichtschluß des Sperr- (Aufschlag-) Ventils zu sorgen. Die Widder sollen möglichst nahe der Wasserbezugsquelle situiert werden, während die Länge der Steigleitung bis zu gewissen Grenzen eine beliebige sein kann.

Von seiten der Maschinenfabriken wird für die gewöhnlichen Widder nachstehende Leistungsfähigkeit angegeben:

(Siehe die Tabelle auf Seite 114.)

Die Preise der einfachen Widder schwanken zwischen 80 und 1000 K für Aufschlagwassermengen von $Q = 3$—400 l pro Minute, jene der von Merkl in Dresden gebauten sogen. Heureka-Widder von 100—3500 K bei $Q = 5$—1000 l pro Minute.

Alle diese einfachen, nach dem alten System Mongolfier gebauten Widder weisen mancherlei Nachteile beim Betriebe auf, insbesondere mit Rücksicht auf die Situierung des Aufschlag- und Klappenventils.

Zufluß-menge pro 1 Minute in Litern	Leistungsfähigkeit der hydraulischen Widder pro 24 Stunden in Liter.									
	Verhältnis zwischen Gefälle und Förderhöhe gleich:									
	1 : 2	1 : 3	1 : 5	1 : 7	1 : 9	1 : 12	1 : 16	1 : 20	1 : 24	1 : 28
5	2 988	1 895	964	627	423	263	153	97	59	41
10	5 976	3 791	1 929	1 254	846	527	306	194	119	82
15	8 964	5 686	2 903	1 881	1 269	790	459	291	178	123
20	11 952	7 582	3 858	2 508	1 692	1 054	612	388	238	164
25	14 940	9 477	4 832	3 135	2 115	1 317	765	485	297	205
30	17 928	11 372	5 806	3 762	2 538	1 580	918	582	356	246
40	23 904	15 164	7 716	5 016	3 384	2 108	1 224	776	476	328
50	29 880	18 957	9 648	6 274	4 233	2 635	1 530	972	599	411
60	35 856	22 744	11 612	7 524	5 076	3 160	1 836	1 164	712	492
70	41 832	26 536	13 522	8 778	5 922	3 708	2 142	1 358	832	574
80	47 808	30 328	15 432	10 032	6 768	4 216	2 448	1 552	952	656
90	53 748	34 118	17 380	11 286	7 614	4 762	2 754	1 646	1070	738
100	59 760	37 915	19 296	12 548	8 467	5 270	3 060	1 944	1199	822
200	119 520	75 830	38 592	25 096	16 934	10 540	6 120	3 888	2398	1644
300	179 280	113 744	57 888	37 644	25 400	15 810	9 180	5 832	3596	2466
400	239 040	151 660	77 184	50 192	33 868	21 080	12 240	7 776	4796	3288
500	298 800	189 574	96 480	62 640	42 334	26 350	15 300	9 720	5994	4110
600	358 560	227 488	115 776	75 288	50 800	31 620	18 360	11 664	7192	4932

In dieser Richtung hat Decoeur in Paris einen hydraulischen Widder konstruiert, welcher von der Firma Rouart Frères & Co. in Paris (137 Boulevard Voltaire) gebaut wird, welches System dadurch charakterisiert ist, daß Sperrventil und Aufschlagklappe durch zwei senkrecht übereinander situierte solide, aus Bronze hergestellte Ventile V_2 und V_1 (siehe Fig. 44) ersetzt sind. Die Beweglichkeit der Ventile, sowie ihr Spiel können durch kräftige Spiralfedern beliebig reguliert werden. Nach den mit diesem System vorgenommenen amtlichen Versuchen soll der Widder bei Aufschlagwassergefällen h von mehr wie 2 m einen Nutzeffekt von 80 % ergeben haben, welcher bei $h = 0{,}3$ m und einer Förderhöhe von 9 m sogar noch 66 % betragen haben soll.

Die Pumpenbauanstalt Kunz in Mähr. Weißkirchen fertigt unter der Verkaufsmarke „Mamut" nach dem gleichen System mit einigen Abänderungen einen Widder an, welcher sich für große Förderhöhen bei kleinerem Betriebsgefälle besonders eignet. Die Funktionierung ist eine ganz gleiche wie die des alten Mongolfier-Widders, nur spritzt das Wasser aus dem Aufschlagventil V_2 nicht frei aus oder in einen geschlossenen Kessel, wie bei den Heureka-Widdern, sondern wird durch eine Abfallrohrleitung wieder in den offenen Wasserlauf zurückgeleitet.

Der Preis dieser Mamut-Widder schwankt je nach dem Aufschlagwasserquantum $Q = 3$—1200 l pro Minute zwischen 280 und 2700 K, jener der Original Decoeurschen Widder zwischen 70 und 1400 Fr. bei einer

Quellenergiebigkeit von 1—2800 l pro Minute und einem Nutzförderquantum von 4—1600 l pro Minute.

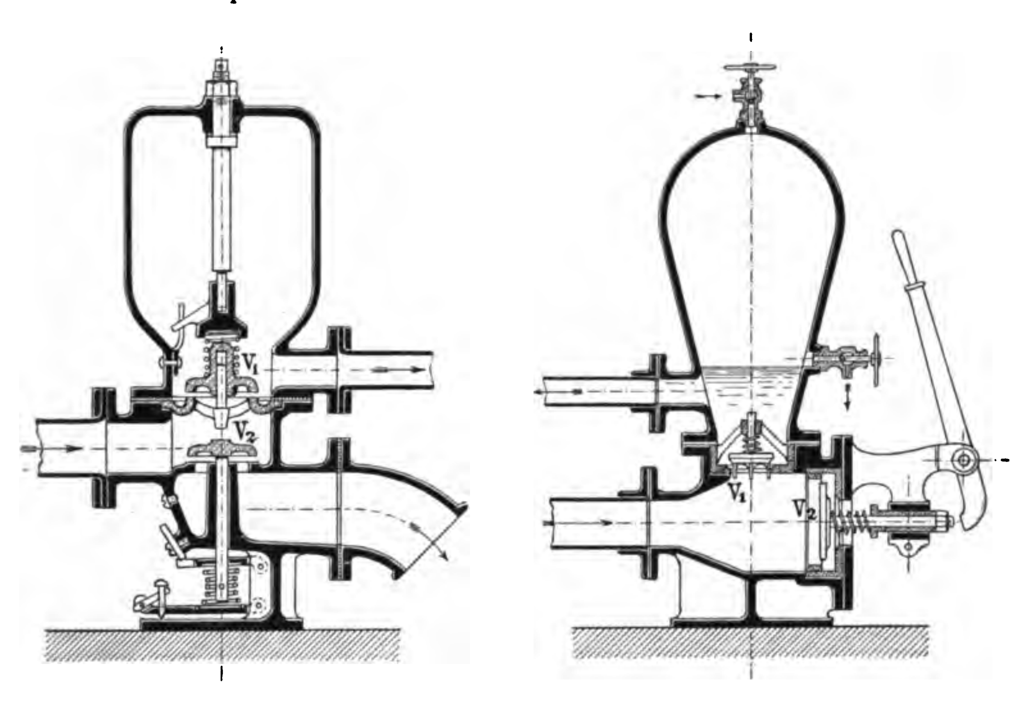


Fig. 44. Hydraulischer Widder (System Decoeur). Fig. 45. (System Durozoi.)

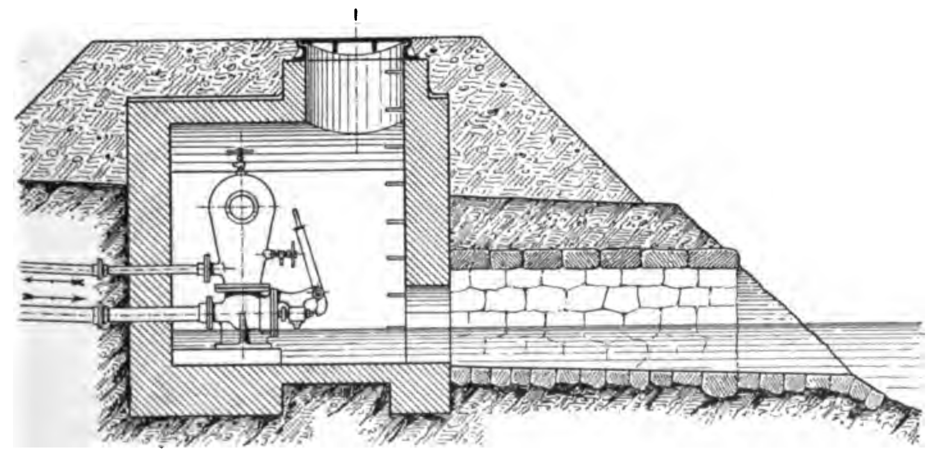


Fig. 46. (Widderschacht zu Fig. 45.)

Andere französische Systeme sind jene von Durozoi in Paris (218 Rue du Foubourg St. Honoré), von denen eines in den Fig. 45 und 46 abgebildet ist. Bei diesem Widder ist das Stoßventil V_2 (siehe Fig. 45) senkrecht auf die Richtung des ankommenden Betriebswassers situiert und kann durch eine

Spiralfeder reguliert werden. Die erste Öffnung des durch den Wasserdruck an den Ventilsitz angepreßten Ventiles kann durch einen Hebel erfolgen. Für die Entlüftung und Entwässerung des Windkessels sind zwei Ventile mit Handrädern in letzterem angebracht. Der Widder ist in einen Schacht (siehe Fig. 46) eingebaut und kann aus der Situation (Fig. 47) die ganze Anordnung einer derartigen Anlage ersehen werden. Das durch eine Stauanlage im Flusse gestaute Wasser fließt in den Schieberschacht ein, wo der durch einen Seiher abgeschlossene Einlauf der Triebleitung sich befindet. In der Nähe des Flusses, am Ende des verfügbaren Betriebsgefälles, ist in einen separaten Schacht der Widder eingebaut, aus welchem das überschüssige Betriebswasser durch einen offenen Graben in den Fluß zurückgeleitet wird, welcher Umstand bezüglich der Wasserrechtsentschädigung sehr vorteilhaft in die Wagschale fällt.

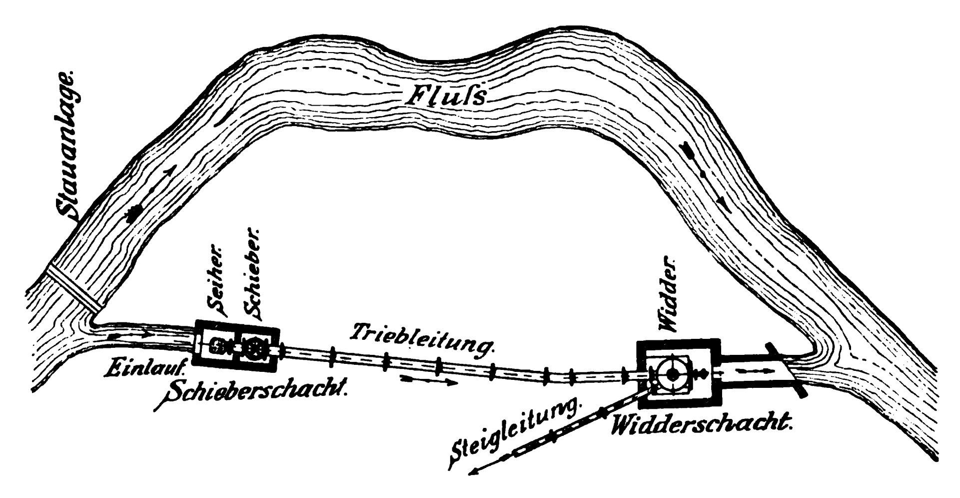


Fig. 47. Situation einer Widderanlage.

Die Preise dieser Durozoischen Widder, welche auch für größere Wassermengen konstruiert werden, bewegen sich zwischen 120 Fr. für die kleinsten Widder mit 19 mm Zuleitung und 9 mm Steigleitung und 6000 Fr. für die größten Apparate (No. 13) für 3000—6000 l pro Minute Aufschlagwassermenge, 500 mm Zuleitung und 175 mm Steigleitung.

3. Göpel mit animalischem Antrieb.

Beim Betrieb einer Pumpenanlage mittels Göpel beträgt die durchschnittliche Leistung bei 8 Stunden Arbeitszeit zusammen

bei 1 Menschen	170000 kg/m	= 6 kg/m	pro Sekunde,
„ 1 Ochsen	1000000 „	= 34 „	„ „
„ 1 Pferd	1160000 „	= 40 „	„ „

während bei den nicht animalischen Motoren (Wasser-, Dampf-, Wind- etc. Motoren) 1 Pferdekraft mit 75 kg/m pro Sekunde angenommen wird, was in obigen 8 Arbeitsstunden einer Gesamtleistung von 2160000 kg/m (Kilogramm-

Meter) entsprechen würde. Die Konstruktion eines Göpelantriebes ist aus der früheren Fig. 319 (Bd. I, S. 347) zu ersehen.

4. Windmotoren.

Über die Leistung und Konstruktion der Windmotoren wurde anderen Orts bereits gesprochen (Bd. I, S. 278—282).

5. Dampf-, Petroleum- und Gasmotoren.

Da die vom Kulturingenieur zu bauenden kleineren Wasserleitungen wohl seltener mit Dampf etc. betrieben werden und überhaupt das Kapitel „Dampfmaschinen und Pumpen etc.“ in das Gebiet des Maschinenbaues gehört, so muß hier wegen Raummangel von einer weiteren Behandlung dieser Motoren Abstand genommen und nur die Berechnung derartiger kleiner Anlagen behandelt werden.

Bedeutet für doppeltwirkende Pumpen

Q das effektiv zu hebende Wasserquantum pro Minute in Kubikmetern,
Q' das theoretische Förderquantum,

so ist, da der Ausgußkoeffizient für gewöhnliche Pumpen $\varphi = 0{,}85—0{,}80$ m beträgt, bei Annahme von $\varphi = 0{,}80$ m $Q = \mathbf{1{,}25}\ Q'$. Ist ferner

z die Anzahl der Doppelhube oder Umdrehungen pro Minute,
D der Durchmesser des Pumpenstiefels (Zylinders) in Metern,
r die Länge der Kurbel,
F die Fläche des Pumpenzylinders in Quadratmetern,

dann ist $q = 2r \,.\, F$, der Inhalt des Pumpenzylinders in Kubikmetern gleich dem auf einen Doppelhub gehobenen Wasserquantum. Bedeutet ferner

h die Saughöhe
h' die Druckhöhe
h'' die den Reibungswiderständen entsprechende Druckhöhe (Reibungsverlust)
} in Metern,

l die Länge der Saugröhren,
l' die Länge der Druckröhren in Metern,
$f = f'$ den Querschnitt der Saug- und Druckröhren in Quadratmetern,
$a = d'$ die bezüglichen Durchmesser,
v die Geschwindigkeit des Kurbelzapfens, entsprechend einer mittleren Kolbengeschwindigkeit von 0,30 m pro Sekunde,
c die Geschwindigkeit des Wassers in den Saugröhren (rationell 0,6—1 m pro Sekunde),
H den Druck in Atmosphären (rund à 10 m Wassersäule),
$\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 m³ Wasser,

so erhalten wir für doppeltwirkende Pumpen $Q = \varphi \,.\, z \,.\, D^2 \pi \,.\, r$ (bei 1 Kolbenhub $\frac{D^2\pi}{4} \cdot 2r$, beim Doppelhub $2\left(\frac{D^2\pi}{4} \cdot 2r\right) = D^2\pi \,.\, r$. Sind Q und z gegeben, so ist $q = \frac{1{,}25\,Q}{2z}$. Als günstiges Verhältnis des Kolbendurchmessers zum Hub ist $\frac{D}{2r} = \frac{1}{2}$, also $D = r$ zu wählen.

Ist die Hubzahl nicht gegeben, so kann man annehmen:

$$q = 14 f \sqrt{f}, \text{ also } z = \frac{1{,}25\, Q}{28 f \sqrt{f}}.$$

Man nehme ferner, wenn die Pumpe einen Saugwindkessel hat:

$$f \geqq \frac{0{,}1\, Q}{\sqrt{2g\,(H - h - h'')}},$$

und wenn derselbe fehlt:

$$f \geqq \frac{0{,}187\, Q}{\sqrt{2g\,(H - h)}}, \text{ wobei } q \gtreqless \frac{\pi^2 Q^2 l}{3600 f \,.\, 2g\,(H - h)}.$$

Ist dies nicht der Fall, so muß f oder q entsprechend vergrößert oder ein Saugwindkessel angeordnet werden.

Die maximale Geschwindigkeit der Kurbel muß, wenn keine hydraulischen Stöße in der Saugrohrleitung eintreten sollen, sein:

$$v \leqq \sqrt{g \cdot \frac{f}{F} \cdot \frac{r}{l} \cdot \frac{L}{r + L}\,(H - h)},$$

wobei L die Länge der Kurbelstange in Metern bedeutet.

Die Saugrohre müssen stets nach der Pumpe ansteigen und Luftsäcke in der Druckleitung durch stetige Steigung vermieden werden oder, wo dies nicht geht, Lufthähne (Luftventile) angeordnet werden. Den Querschnitt der Druckrohre nimmt man bei nicht zu langen Rohrleitungen gleich dem der Saugrohre. Wird jedoch für den event. eintretenden Maximalwert von v der Ausdruck $\frac{F \,.\, v^2\, l'}{f'\, r\, g\, h'} > 1$, so wähle man den Querschnitt f' so, daß die Geschwindigkeit des Wassers in der Druckleitung $c' = \mathbf{0{,}6}$ beträgt. In diesem Falle empfiehlt sich auch die Anlage eines Druckwindkessels, durch welchen man eine geringere Inanspruchnahme der Betriebsteile erreicht.

Der Inhalt des Druckwindkessels für lange Rohrleitungen, bei welchen die Betriebsteile nicht mehr als auf das Doppelte des mittleren Druckes beansprucht werden sollen, soll

$$V_d = \frac{0{,}6\, Q\, c'\, l'}{2g\,(H + h' + h'')}$$

gemacht werden, wobei annähernd $c' = 0{,}6$ m zu wählen ist. Der Inhalt des Saugwindkessels ist $V_s = q$. Die Druckwindkessel verhindern auch die hydraulischen Stöße; dieselben können bei einer Pumpe ohne Druckwindkessel nicht eintreten, wenn $\frac{F \,.\, v^2}{f'\, r} \leqq g \cdot \frac{H + h'}{l'}$ ist.

Liegt am Ende der Druckleitung ein Teil (l'') der Röhren horizontal, dann wird ein hydraulischer Stoß in dem Kniepunkte nicht eintreten, wenn

$$\frac{F}{f'} \cdot \frac{v^2}{r} \leqq g \cdot \frac{H}{l''} \text{ ist.}$$

Der notwendige Rohrdurchmesser d bei gegebenem h', l' und Q ergibt sich aus den im ersten Bande angegebenen Formeln und wird das gefundene Resultat auf den nächst größeren handelsüblichen Durchmesser abgerundet.

Die Geschwindigkeit des Wassers in den Röhren ist auch allgemein

$$c = \frac{4Q}{\pi d^2} \text{ oder} = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1{,}505 + \lambda \cdot \frac{l}{d}}} \text{ (nach Weißbach).}$$

In der Praxis wählt man annähernd:

$$v = 0{,}3 \text{ m,}$$
$$\varphi = 0{,}8$$

und bei einfach wirkenden Pumpen

$$D = 0{,}0266 \sqrt{\frac{60\,Q}{\varphi \, . \, v}} = 0{,}053 \sqrt{60\,Q},$$

bei doppeltwirkenden Pumpen

$$D = 0{,}0188 \sqrt{\frac{60\,Q}{\varphi \, . \, v}} = 0{,}037 \sqrt{60\,Q},$$

$$z = \frac{30\,v}{2\,r} = \frac{60\,Q}{2\,r}, \text{ daraus } v = \frac{2\,r\,.\,z}{30},$$

$$d = d' = 1{,}25 \sqrt{\frac{Q^{sec.}}{c}}, \text{ wobei } c = 0{,}6\text{—}1 \text{ m betragen soll;}$$

hiermit ist $$c = \frac{1{,}56\ Q^{sec.}}{d^2}.$$

Die Betriebszeit in Stunden ist gleich dem pro Tag zu fördernden Wasserquantum, dividiert durch 60 Q. Die notwendige motorische Kraft (Bruttoeffekt) zum Betriebe der Pumpe berechnet sich nach dem früher (S. 288, Bd. I) Gesagten für gut konstruierte Pumpen für $\varphi = 0{,}80$, also $\frac{1}{\varphi} = 1{,}25$,

im Mittel $$N_a = 1{,}25 \cdot \frac{1000\ Q\ (h + h' + h'')}{75\,.\,60}$$

(bei gewöhnlichen Pumpen wird $\frac{1}{\varphi} = 1{,}50$ angenommen werden müssen).

Beispiel. Ein Dampfmotor treibt eine unmittelbar über einem Brunnen stehende doppeltwirkende Pumpe mittels Riementransmission. Die Pumpenriemenscheibe hat einen Durchmesser $d_1 = 1200$ mm und macht $z_1 = 40$ Touren pro Minute. Die Riemenscheibe des Motors soll $z_2 = 120$ Umdrehungen machen. Wir haben das Verhältnis $z_1 : z_2 = d_2 : d_1$ und daraus

$$d_2 = \frac{z_1\,.\,d_1}{z_2} = \frac{40\,.\,1200}{120} = 400 \text{ mm}$$

als notwendigen Durchmesser der Motorriemenscheibe (oder es kann bei gegebenem d_2 das d_1 etc. gerechnet werden).

Ist der Kolbendurchmesser $D = 0{,}120$ m und der Kolbenhub $2r = 0{,}240$ m (also in dem Verhältnisse wie 1 : 2), die Anzahl der Kurbelumdrehungen oder Doppelkolbenhube pro Minute $z = 40$, der Ausgußkoeffizient $\varphi = 0{,}80$, d. h. die Pumpe fördert 80 % des theoretisch berechneten Wasserquantums, so erhalten wir als effektives Förderquantum der Pumpe pro Minute:

$$Q = \varphi \,.\, z \,.\, D^2 \pi \,.\, r = 0{,}174 \text{ m}^3 \text{ oder } Q \text{ pro Stunde} = 10 \text{ m}^3 \text{ und}$$

$$Q^{sec.} = \frac{174}{60} = 2{,}9 \text{ sl.}$$

Bei einem beispielsweise täglich im Reservoir aufzuspeichernden Wasserquantum von $Q_{24}{}^h = 40$ m³ resultiert eine Pumpzeit von $\frac{40 \text{ m}^3}{10 \text{ m}^3} = 4$ Stunden.

Die Kolbengeschwindigkeit beträgt:

$$v = \frac{2r \,.\, z}{30} = \frac{2 \,.\, 0{,}14 \,.\, 40}{30} = 0{,}38 \text{ m}$$

pro Sekunde; sie ist also vollkommen entsprechend. Wir hätten eine maximale Saughöhe $h = 4$ m, eine Druckhöhe (Kolbenmittel bis Reservoirausguß) $h' = 14$ m und eine Länge der Druckleitung $l = 290$ m (rund 300 m). Mit Rücksicht auf geringe Reibungswiderstände und Vermeidung starker Inkrustation wird ein Rohrdurchmesser $d = 80$ mm gewählt. Es ergibt sich sodann ein

$$c = \frac{1{,}56\, Q^{sec.}}{d^2} = \frac{1{,}56 \,.\, 0{,}0029}{0{,}0064} = 0{,}77 \text{ m.}$$

Nehmen wir jedoch v an, und zwar $c = 0{,}60$ m, so erhalten wir:

$$d = 1{,}25 \sqrt{\frac{Q^{sec.}}{c}} = 0{,}086 \text{ m,}$$

es müßte also dann der nächst höhere handelsübliche Durchmesser ($d = 100$ mm) gewählt werden; indessen kann der Kosten wegen $c = 0{,}77$ m, als zwischen 0,6 und 1,0 m gelegen, anstandslos akzeptiert werden. Als Reibungshöhe h'' erhalten wir:

$$\text{nach Dupuit } h'' = 0{,}0015 \cdot \frac{l}{d} \cdot c^2 = 3{,}33 \text{ m,}$$

$$\text{nach Weißbach } h'' = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{c^2}{2g} = 2{,}83 \text{ m,}$$

$$\text{also im Mittel ca. } h'' = 3{,}00 \text{ m.}$$

Die Förderhöhe H der Pumpe beträgt somit:

$$H = h + h' + h'' = 4 + 14 + 3 = 21 \text{ m}$$

und die notwendige Betriebskraft:

$$N_n = 1{,}50 \cdot \frac{1000\, Q^{sec.} \,.\, H}{75} = 1{,}21 \text{ HP.}$$

Mit Berücksichtigung des Kraftverlustes durch Transmission und Reibungsverlust beim Motor muß der letztere effektiv $N_n = 1{,}5$ HP. (Pferdekraft) ab-

geben, daher, da immer Reservekraft vorhanden sein muß, ein Kleinmotor von 2 HP. zu projektieren ist.

Betriebskosten. Ein Dampfmotor bis 2 HP. benötigt pro Pferdekraft und Stunde 5—6 kg Steinkohle, also bei $1^1/_2$ HP. Leistung und 4 Stunden Betriebszeit inkl. Anheizen pro Tag ca. 50 kg. Dies ergibt, bei einem Kohlenpreis von 3 K pro 100 kg, pro Tag (4 Betriebsstunden) 150 Heller. Ein kleiner Petroleummotor (bis 2 HP.) benötigt pro Pferdekraft und Stunde 1 l Rohpetroleum à 20—24 Heller, also pro Tag bei $1^1/_2$ HP. Leistung und 4 Stunden Betrieb einen Betrag von 120—144 Heller.

E. Hochreservoire.

Wir haben bei Aufstellung des Wasserbedarfes gesehen, daß derselbe ein während des Jahres variabler ist und im Winter das Minimum, im Sommer das Maximum erreicht; ferner, daß auch der Verbrauch während des Tages ein verschiedener ist, und das während 24 Stunden zufließende Wasser (bei Gravitationsleitungen) binnen 6—12 Stunden (der Konsumzeit) zur Abgabe gelangt. Um nun einerseits diese verschiedenen Konsumschwankungen auszugleichen, andererseits für Feuerlöschzwecke, Straßenbespritzung etc. einen genügenden Vorrat zur Verfügung zu haben, werden eigene große Behälter, „Hochreservoire" angelegt. Dies gilt insbesondere für Gravitationsleitungen, für welche der Fassungsraum bei kleinen Anlagen und in normalen Fällen wenigstens gleich dem mittleren Tagesbedarf anzunehmen ist, womöglich jedoch bei kleinem Fassungsraum mit dem $1^1/_4$—$1^1/_2$ fachen Tageskonsum (125—150 %) bemessen werden soll. Nur bei größeren Städten, also großem Wasserbedarf, pflegt man zur Erzielung geringer Baukosten den Fassungsraum dadurch zu verringern, daß man auf die Ergänzung durch das permanent, also auch während der wirklichen Konsumzeit und während der Nacht zufließende Wasser Rücksicht nimmt und dann das Reservoir nur dem beläufig $^3/_8$ fachen Tagesbedarf entsprechend anlegt.

Genauer läßt sich der notwendige Fassungsraum von Quellwasser-Reservoiren in jedem einzelnen Falle auf graphischem Wege ermitteln.

Haben wir in erster Linie den günstigsten Fall vor uns, nämlich den, daß die Quellenergiebigkeit in allen Zeiten größer ist als der Miximaltagesbedarf im Hochsommer, dann brauchen wir nur die Summenkurve von 24 Stunden des Zuflusses und jene des maximalen Bedarfes für einen solchen Sommertag aufzutragen, und zwar beide von Stunde zu Stunde gerechnet, so daß bei letzteren auch der maximale Stundenkonsum an diesem Tage des größten Verbrauches zum Ausdrucke gelangt.

Aus den Betriebsberichten größerer Städte mit Pumpwerken können die stündlichen Konsumziffern in Prozenten des Tagesbedarfes ausgedrückt entnommen werden, die, als Summenkurve konstruiert, nach 24 Stunden, daher als letzte Ordinate 100 % ergeben werden. Nach dieser Prozent- oder relativen Stundenkonsum-Summenkurve kann dann die faktische stündliche Konsumsummenkurve berechnet und konstruiert werden.

Dieser relative Stundenkonsum betrug z. B. für Berlin an zwei Tagen maximalen Verbrauches im August 1879 und im Juli 1882 in Prozenten des Tagesverbrauches:

Nachts	12— 1	Uhr	= 1,8 %	bezw.	1,4 %.
	1— 2	"	= 1,8 "	"	1,4 "
	2— 3	"	= 1,8 "	"	1,4 "
	3— 4	"	= 1,8 "	"	1,8 "
	4— 5	"	= 1,8 "	"	2,3 "
	5— 6	"	= 2,7 "	"	2,9 "
Früh	6— 7	"	= 5,3 "	"	4,5 "
	7— 8	"	= 5,2 "	"	5,4 "
	8— 9	"	= 6,0 "	"	5,8 "
	9—10	"	= 6,3 "	"	6,1 "
	10—11	"	= 6,0 "	"	6,2 "
	11—12	"	= 6,0 "	"	6,2 "
Mittags	12— 1	"	= 5,8 "	"	5,5 "
	1— 2	"	= 5,8 "	"	5,5 "
	2— 3	"	= 5,5 "	"	5,5 "
	3— 4	"	= 5,6 "	"	5,5 "
	4— 5	"	= 5,2 "	"	5,5 "
	5— 6	"	= 5,2 "	"	5,6 "
Abends	6— 7	"	= 5,0 "	"	5,1 "
	7— 8	"	= 4,7 "	"	4,6 "
	8— 9	"	= 3,6 "	"	4,2 "
	9—10	"	= 2,9 "	"	3,4 "
	10—11	"	= 2,4 "	"	2,5 "
Nachts	11—12	"	= 1,8 "	"	1,7 "
In 24	Stunden		= 100 %	bezw.	100 %.

Der größte Konsum liegt also in den Stunden zwischen 10—12 Uhr mittags, der kleinste zwischen 11 nachts und 5 Uhr früh. In Landstädten, namentlich wo die ackerbautreibende Bevölkerung vorherrscht, würden, abgesehen von dem Nachtminimum, das oft gleich Null ist, Konsummaxima außer Mittag insbesondere in die Abendstunden fallen, wo das Vieh, vom Felde heimgetrieben, getränkt wird.

In Städten mit Industrie wird diese Verteilung wieder eine andere werden.

Um eine richtige Darstellung zu erhalten, sind diese Kurven an dem vorhergehenden und nachfolgenden Tage fortzusetzen (Fig. 48).

Der Verlauf der Verbrauchs- (Konsum) Summenkurven $V_o V_o'$ und $V_u V_u'$ in Fig. 48 zeigt an, daß der Verbrauch sich um Mitternacht der Null nähert oder gleich Null ist, von da ab bis früh steigt, um dann während der Tagesstunden bis gegen 8 Uhr abends beinahe konstant zu verlaufen.

Um mit hinreichender Sicherheit zu rechnen, wird man die obere Tangente $V_o V_o'$, die untere $V_u V_u'$ berühren lassen. Dasselbe wird erreicht, wenn die steilste Mittelkurve $V_m V_m'$, welche V_u mit V_o' verbindet, als Grundlage der Konstruktion genommen wird. Die obere Tangente BB' stellt den Zulauf von den Quellen oder der Grundwassersammelanlage dar, welcher für diesen Tag hinreichend genau als konstant angenommen werden kann. Die Größe CA des größten Vertikalabstandes zwischen dem unteren

Tangentenpunkte A der Konsumkurve und der Zuflußkurve repräsentiert den notwendigen Fassungsraum des Reservoirs, in vorliegender Zeichnung ca. $28\,^{0}/_{0}$ des Tagesverbrauches, welcher Prozentsatz aber der konstanten Reserve für Feuerlöschzwecke etc. entsprechend zu erhöhen ist, so daß in

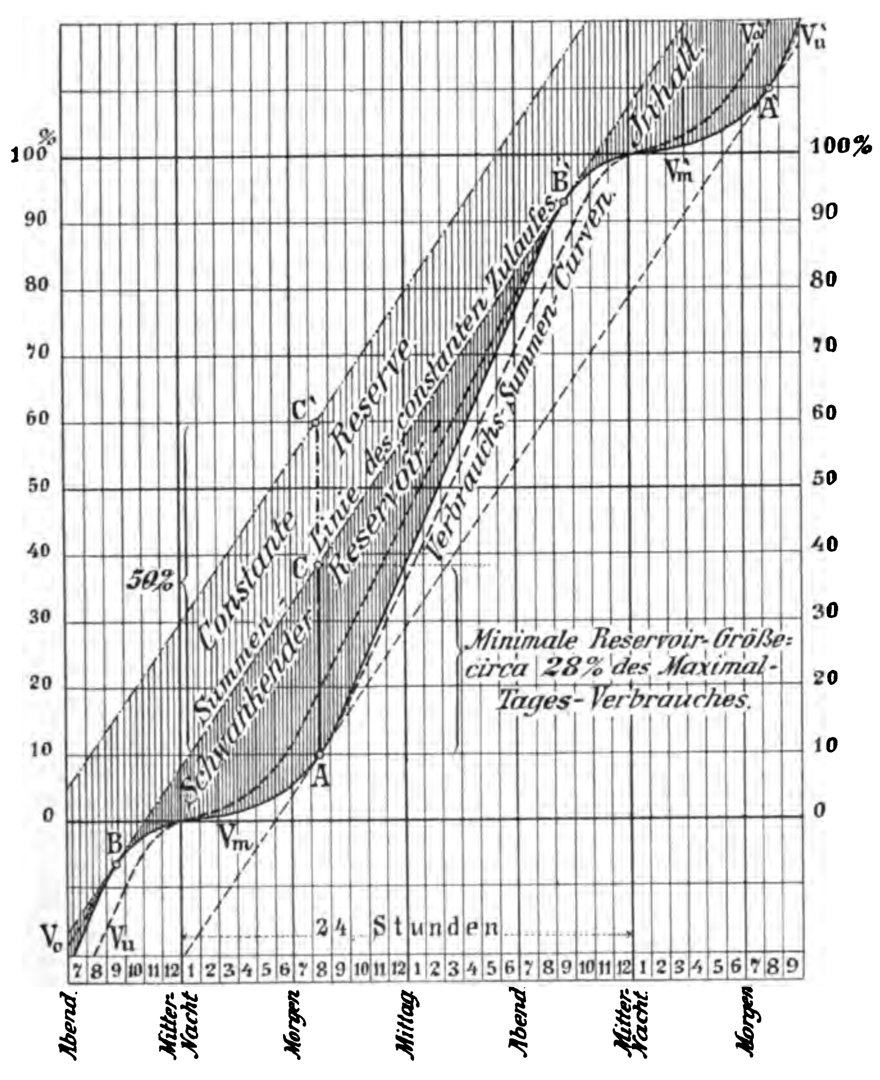


Fig. 48. Graphische Ermittelung des Reservoirfassungsraumes.

vorliegendem Falle als Fassungsraum $50\,^{0}/_{0}$ des Maximaltagesverbrauches resultiert, welches Maß mit der früher angegebenen Ziffer von $^{2}/_{3} = 66\,^{0}/_{0}$ des mittleren Tagesbedarfes (bei Annahme von $Q_m = 125\,^{0}/_{0}\ Q_{max.}$) übereinstimmt.

Wir sehen also, daß bei größeren Anlagen, wo ein unnötig großer Fassungsraum schon bedeutende Mehrkosten verursacht, nicht mit der Zahl

von 100 % oder gar 125 % des mittleren Tagesbedarfes gerechnet werden darf, was nur bei kleinen Reservoiren notwendig wird. Aus dem Graphikon (Fig. 48) ist aber auch zu ersehen, daß der konstante Zufluß von *B* bis *A* das Reservoir füllt, wobei die Vertikalabstände zugleich den Füllungsgrad repräsentieren. Nach *A* zwischen 7 und 8 Uhr früh wird der Inhalt des

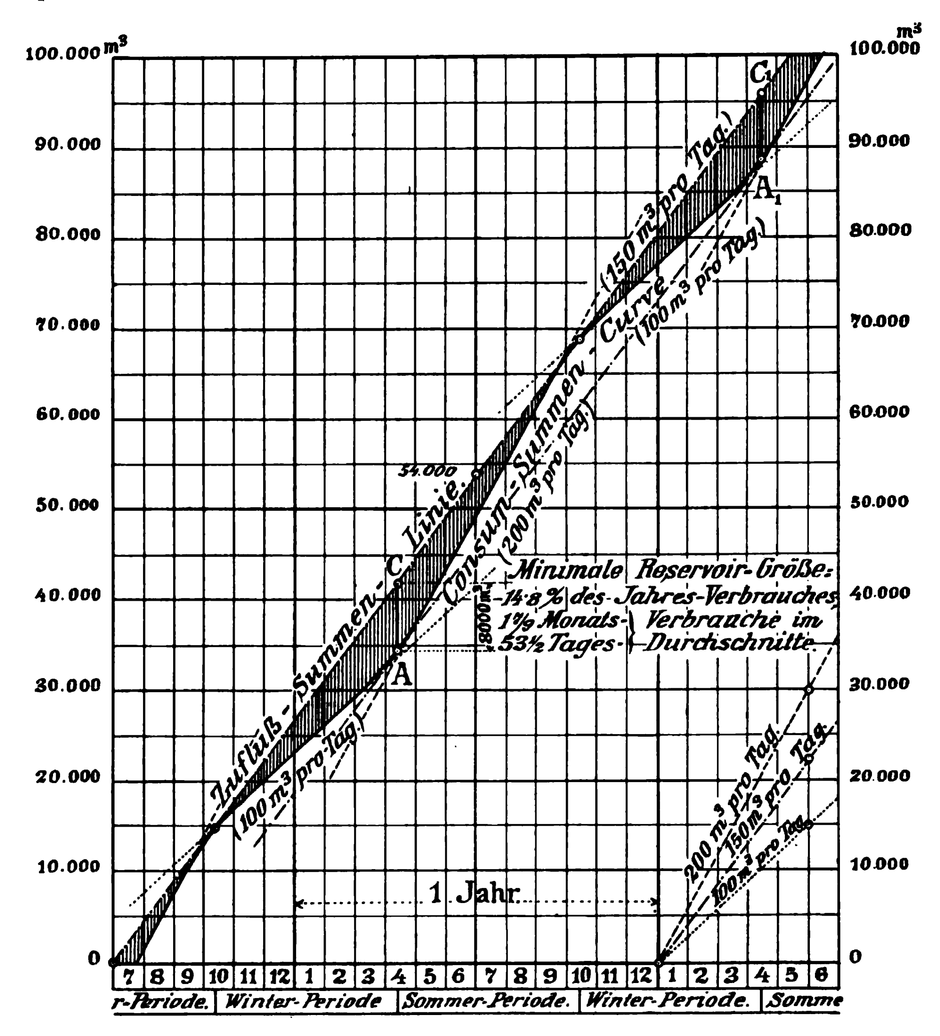


Fig. 49.

Reservoirs immer kleiner, da der Verbrauch größer als der Zufluß ist, bis endlich in *B* das Reservoir entleert wäre, wenn nicht der Reservevorrat *C C'* vorhanden wäre.

Nehmen wir nun den gewöhnlicheren häufigeren Fall an, daß das konstante Quellenzuflußquantum bloß dem mittleren Bedarf aus den Jahresmitteln berechnet entspricht, der maximale Tagesbedarf also nicht gedeckt

erscheint, dann wird der notwendige Fassungsraum des Hochreservoirs ein anderer werden.

Nehmen wir für kleinere Städte (ohne große Gärten- und Straßenbespritzung, öffentliche Pissoirs etc.) an, daß der Bedarf eines heißen Sommertages dem Doppelten eines Wintertages entspricht, und sei der letztere 100 m³, der erstere also 200 m³ und der mittlere Tagesbedarf $Q = 150$ m³ bezw. pro Jahr 54000 m³.

In dem Graphikon (Fig. 49) ist auf Grund obiger Annahmen die Zuflußlinie in der rechten unteren Ecke für $Q = 100$, 150 und 200 m³ pro Tag eingezeichnet und entsprechend parallel verschoben an die Konsumsummenkurve, welche aber aus den früher angegebenen Gründen in das Vor- und Nachjahr hinein verlängert erscheint. Der größte Vertikalabstand $CA = C_1'A_1$ im April = 2000 m³ = 14,8 % des Jahresverbrauches, entsprechend einem $^{17}/_{9}$ monatlichen oder $53^1/_3$ tägigen Vorrat, würde also den nötigen kolossalen Fassungsraum des Reservoirs darstellen, wenn der Quellenzufluß das ganze Jahr wirklich konstant wäre.

Nun ist aber allgemein bekannt, daß die Quellenergiebigkeit in den einzelnen Monaten sehr wechselt, so daß häufig auch die Zuflußsummenkurve eine oft parallel mit der Konsumkurve verlaufende Linie ist, in welchem Fall dann der Fassungsraum des Reservoirs sich ganz bedeutend verringert und um so kleiner wird, je mehr Zufluß- und Konsumsummenkurven in ihrem Verlaufe übereinstimmen.

Bei Druckleitungen ist der Hochbehälter immer als Kompensationsreservoir aufzufassen, und zwar derart, daß während der Pumpzeit (Betriebszeit des Druckwerkes bei kleinen 5—12, bei größeren 22—24 Stunden) das Wasser direkt in das Stadtrohrnetz gedrückt wird und das während der Betriebszeit nicht konsumierte Wasser in das Hochreservoir eintritt, um nach Aufhören des Pumpens oder bei temporär größerem Konsum selbsttätig mit Gravitation wieder in das Stadtrohrnetz zurückzufließen und die Differenzen auszugleichen. Bei Druckleitungen wird also der Fassungsraum des Hochreservoirs um so kleiner gemacht werden können, je größer die Pumpzeit angenommen wird. (Siehe auch den Aufsatz Müller in der Wiener Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, 1896.) Bei permanentem Betrieb, z. B. bei hydraulischen Widderanlagen kann daher das Reservoir gleich dem vierten Teil des Tagesbedarfes angelegt werden, wenn auf Hydranten keine Rücksicht zu nehmen ist. Ist der Zufluß aus den Quellen selbst ein sehr variabler, dann muß diesem Umstande bei Normierung des Reservoirfassungsraumes Rechnung getragen werden.

Müssen kleine Reservoire auf Wunsch der Gemeindevertretungen im Hinblick auf die für Feuersgefahr zu schaffende Reserve den Normalfassungsraum wesentlich übersteigende Dimensionen erhalten, dann wird für den Betrieb immer nur eine Kammer benutzt, die zweite Reservekammerfüllung jedoch jährlich 1—2 mal abgelassen und erneuert.

Ist der Abfluß (Konsum) jederzeit gleich dem Zufluß (z. B. bei Versorgung des Ortes mit ausschließlich permanent laufenden Brunnen), dann kann ein Hochreservoir füglich ganz entbehrt werden, und wird man in einem solchen

Falle die Quellenstube, das Wasserschloß, den Sammelbrunnen etc. etwas größer anlegen als wie im Falle der Erbauung eines speziellen Hochreservoirs.

Lage der Reservoire. Die Reservoire selbst sind tunlichst nahe der Stadt, womöglich im Schwerpunkte des Versorgungsgebietes anzulegen, um bei den Kosten des Hauptspeiserohrstranges zu sparen, die Druckverluste auf ein Minimum herabzudrücken und die Temperatur des Wassers im Hochsommer möglichst niedrig zu erhalten. Was die Höhenlage der Reservoire anbelangt, so ist dieselbe sehr oft fixiert durch die Höhenlage der Quellen oder die Höhe des die Stadt dominierenden Hügels. Dort, wo überschüssige Höhe vorhanden ist, wird sich die Höhenlage H des Reservoirs aus nachstehender Berechnung ergeben.

Als maßgebende Größe wird der Gesamthöhenunterschied H zwischen dem Hochreservoirwasserspiegel und dem höchsten Terrainpunkte der Stadt (höchstgelegenes Versorgungsobjekt) ins Auge zu fassen sein und wird $H = h' + h'' + h'''$ angenommen werden müssen.

Fig. 50. Bestimmung der Höhenlage des Reservoirs.

Hierbei bedeutet (siehe Fig. 50):

h' die Tiefe des Reservoirwasserstandes, welche bei kleinen Reservoiren 1,5 bis 3 m, bei großen gemauerten Hochreservoiren bis 5 m und bei großen eisernen Hochbehältern bis 10 m betragen kann;

h'' den Druckverlust (Reibungshöhe) für die Länge L und $Q_{max.}$ dieser Rohrleitung;

h''' die hydraulische Druckhöhe (Überdruck), welche der Höhe des Dachfirstes der dort stehenden Häuser vom Terrain (bei einstöckigen Häusern ca. 11—12 m, bei zweistöckigen Häusern ca. 15 m) plus jenem Überdruck entspricht, mit welchem entweder der freie Strahl bei Feuersgefahr noch über den Dachfirst reicht oder die Hausleitung im höchsten Stockwerke zum Abflusse gelangt, also mit Inbegriff der Reibungsverluste in der Hausleitung oder im Hydrantenschlauche.

Ist überschüssige Höhe vorhanden, dann wird man bei zweistöckigen Häusern und großen Wasserleitungen $h''' = 30$ m, für kleinere Leitungen in Landstädten 20 m wählen. Diese Ausmaße gelten — ein- oder zweistöckige Häuser vorausgesetzt — als Maximalgrenzen, und kann dort, wo man über einen Überschuß an Höhe nicht verfügt, natürlich auch unter dieses Maß gegangen werden.

Bauliche Durchführung. Hochreservoire können entweder in den gewachsenen Boden verlegt oder auf eisernen Gerüsten montiert oder in gemauerten Türmen placiert werden. Die letztere Art nennt man allgemein Wassertürme.

Das Reservoir ist in der Regel in zwei getrennte Kammern zu teilen, welche durch einen Schieber event. kommunizieren können. Der Zweck dieser Teilung ist die Ermöglichung der Reinigung einer dieser Kammern ohne gleichzeitige Betriebsstörung. Des weiteren soll durch eingebaute Zwischenwände für eine Zirkulation des Wassers Sorge getragen werden.

In einem eigenen Anbau (Schieber- oder Ventilkammer) sind alle mechanischen Einrichtungen vorhanden, durch welche eine Entleerung des Reservoirs, ein Anfüllen der einen oder der andern Kammer, das Überlaufen des die normale Wasserspiegelhöhe überschreitenden Wassers, endlich die direkte Speisung der Stadt aus den Quellen mit Umgehung des Reservoirs ermöglicht wird, wobei beim Anlassen der Rohrleitung durch ein eigenes Luftrohr für die Entlüftung gesorgt werden muß. In Fig. 51 ist der Grundriß eines größeren Kompensationsreservoirs skizziert, in welchem durch die eingebauten Querwände der Kammern *I* und *II* eine vorzügliche Zirkulation des Wassers ermöglicht wird. Zu- und Abfluß erfolgt durch das gemeinsame Rohr *R* bezw. den Einlauf durch Öffnen eines der Schieber S_2 oder S_4 durch die Röhren *e* und das Standrohr $ü_1$ oder $ü_2$, wenn der Zufluß aus den Quellen oder der Pumpstation größer als der Konsum ist, in welchem Falle auch die Rückschlagklappe *D* durch den Wasserdruck von außen geschlossen wird. Ist der Konsum größer, dann öffnet sich die Klappe und es fließt das fehlende Quantum aus dem Hochreservoir durch die Auslaufröhren A_1 oder A_2 und das tiefer als *e* liegende Rohr *a* in das Hauptrohr *R* ein.

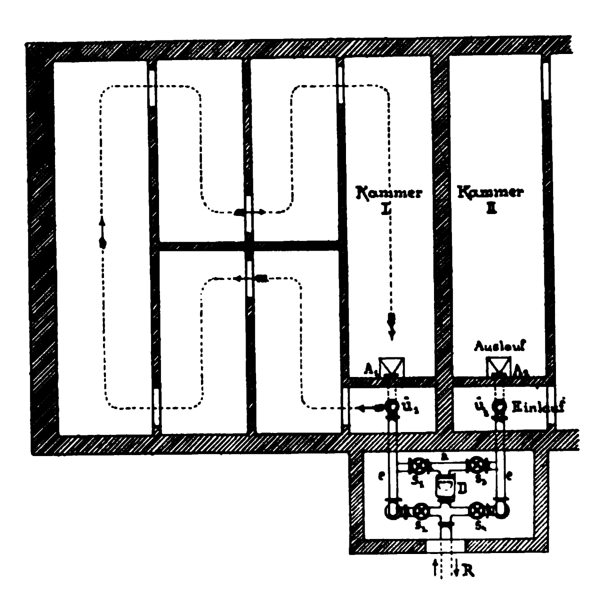


Fig. 51. Grundriß eines Kompensationsreservoirs.

In vielen Fällen wird es notwendig werden, insbesondere wenn das Reservoir mit einer separaten Zu- und Abflußleitung versehen ist, noch spezielle Überfall- und Entleerungsleitungen einzubauen, wie dies aus den auf den Tafeln gezeichneten Reservoiren und den späteren Abbildungen ersichtlich ist. Das Reservoir wird gewöhnlich nur zum Teil in den

gewachsenen Boden versenkt; der andere freistehende Teil muß 1—$1^1/_2$ m hoch mit Erde bedeckt werden, um — wie bei den Rohrleitungen — die Beeinflussung der Lufttemperatur hintanzuhalten.

Die Reservoire können aus Stampfbeton, Ziegelmauerwerk in hydraulischem oder Portland-Zementmörtel, in Eisen oder nach dem System Monier ausgeführt werden. In den zwei ersteren Fällen erhalten sie im Innern bis über die Wasserhöhe einen (3—5 cm) starken geschliffenen Portland-Zementverputz zur vollständigen Dichtung des Wasserraumes. Die Teile des Bauwerkes über Wasserhöhe können in gewöhnlichem hydraulischen Kalkmörtel ausgeführt werden.

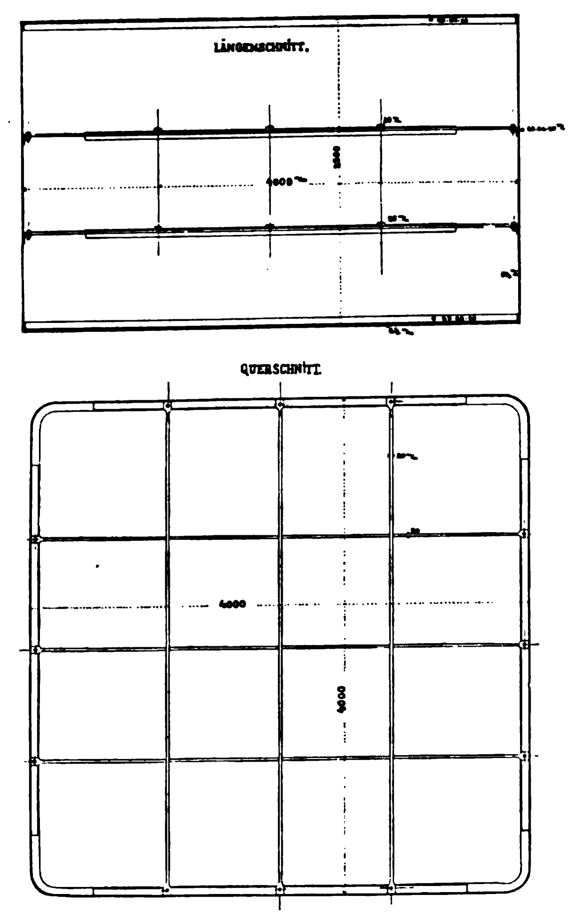
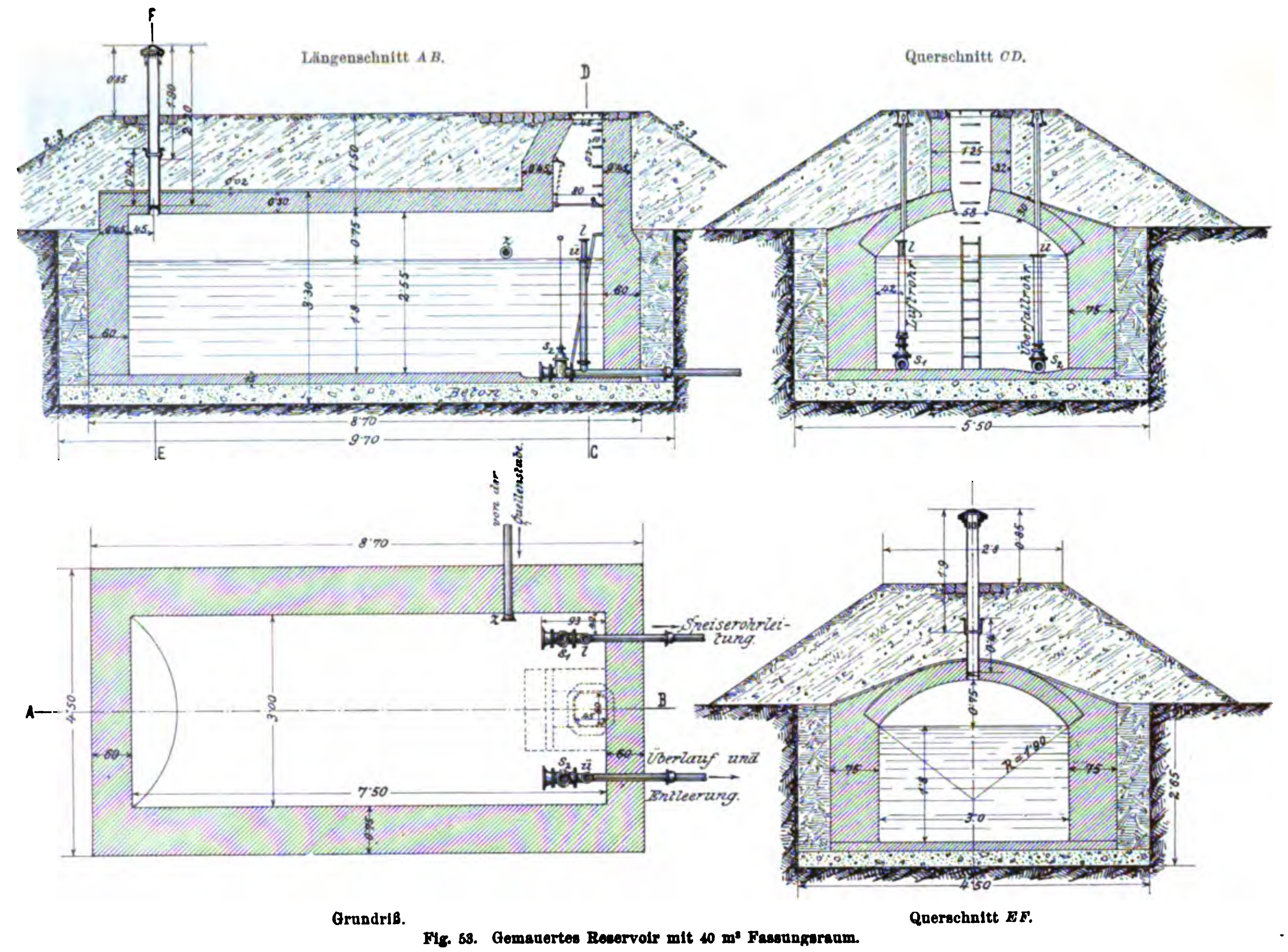


Fig. 52. Reservoir aus Schmiedeeisen mit 40 m³ Fassungsraum.

In nachstehendem sollen nun einige Typen kleinerer, vom Verfasser projektierter Reservoire beschrieben werden, welche den Anforderungen des Betriebes vollkommen entsprechen.

Fig. 52 stellt ein 40 m³ fassendes Reservoir, aus $5^1/_2$ mm starkem Kesselblech hergestellt, dar, welches zur Versteifung der Wände mit zwei Reihen von 25 und 20 mm starken Rundeisenstangen verstrebt ist. Als Boden wurde $6^1/_2$ mm starkes Blech genommen, die Ecken mit 65/65/20 mm starkem Winkeleisen genietet. Das Bassin ist 4 m lang, 4 m breit und 2,5 m tief. Die Kosten dieses Reservoirs belaufen sich auf 3500 K ö. W.

Ein Reservoir gleichen Inhaltes stellt Fig. 53, als einfachste Type eines solchen Baues, dar, bei welchem die erwünschte Zweiteilung der Kammern mangelnder Geldmittel wegen nicht durchgeführt wurde. Der Einstieg geschieht durch einen Schacht mittels Steigeisen und von hier weiter über eine eiserne Leiter. Bei z erfolgt der Zufluß, bei s_1 (durch Öffnung dieses Schiebers) der Abfluß zur Ortschaft etc.



Grundriß.

Querschnitt EF.

Fig. 53. Gemauertes Reservoir mit 40 m³ Fassungsraum.

Wird eine Rohrleitung „angelassen", d. h. mit Wasser gefüllt, was sehr langsam erfolgen soll, damit durch die unvermeidlichen hydraulischen Stöße keine Rohrbrüche entstehen, so muß in dem Maße, als Wasser in das Rohr eingelassen wird, die Luft entweichen können, ohne daß bei der Einströmöffnung dieselbe gezwungen ist, sich durch das Wasser durchzupressen. Dies wird durch Einbau hoher Luftröhren l hinter dem Absperrschieber s_1 erzielt. Der Schieber s_2 der Entleerungs- (zugleich Überfall-) Leitung ist natürlich geschlossen und wird nur behufs Entleerung des Reservoirs geöffnet. Zur Fixierung der Reservoirwasserspiegelhöhe dient das Überfallrohr $ü$, das mit seiner Endflansche im Wasserniveau liegt. Die Schieber sind von Straßenkappen aus bedienbar. Der Einsteigschacht ist gegen Temperaturbeeinflussung mit einem zweiten umklappbaren Boden abgeschlossen. Ein am Ende der Reservoirkammer eingemauertes Rohr sorgt für entsprechende Ventilation. Das Reservoir ist auf eine Betonschichte fundiert und die Mauern ringsum mit einer Lettenanstampfung umschlossen. Die Kosten dieses Reservoirs belaufen sich auf 3200 K ö. W.

Reservoir für 150 m³ Inhalt. Auf Tafel V ist ein Reservoir für 150 m³ Fassungsraum dargestellt. Dasselbe ist bereits zweikammerig und mit eigener Schieberkammer angelegt; das Charakteristische dieses Reservoirs ist die Situierung der Schieberkammer innerhalb des eigentlichen Reservoirraumes. Die Kommunikation der beiden Kammern I und II kann im Bedarfsfalle durch Öffnen des Schiebers s_8 erfolgen. Durch Öffnen des Schiebers s_5 oder s_6 kann das von der Quellstube kommende Wasser in eine der Kammern eingelassen werden, und liegen die Zuflußrohrmündungen z_1 und z_2 im Niveau des Reservoirwasserspiegels. Um eine Zirkulation des Wassers in vertikalem und horizontalem Sinne herbeizuführen, liegen die Trompetenrohre a_1 und a_2 der Ausflußleitungen (Hauptspeisestrang) zur Ortschaft an der Sohle und in der vom Einlauf entgegengesetzten Ecke der Kammer. Durch Öffnen der Schieber s_3 oder s_4 kann eine Entleerung stattfinden; in diese Leitung münden auch die Überfallleitungen $ü_1$ und $ü_2$ ein. Falls aus irgend einem Grunde das Stadtrohrnetz mit Umgehung des Reservoirs unmittelbar durch die Quellen gespeist werden soll, so wird durch Schließen der Schieber s_5 und s_6 und durch Öffnen des Schiebers s_7 die Verbindungsleitung v (siehe Längenschnitt EF) durch den Teiltopf T in Kommunikation mit dem Stadtstrange gebracht. Auf dem Teiltopfe sitzt ein entsprechend langes Luftrohr l. Die Ventilation der Schieber und Reservoirkammer erfolgt durch das Aufsetzrohr v. Die Kosten dieses Reservoirs belaufen sich auf 15600 K ö. W.

Reservoir für 180 m³, kombiniert mit gedeckter Filteranlage. Eine Hochreservoiranlage mit 180 m³ Fassungsraum, kombiniert mit einer gedeckten Filteranlage mit gleichfalls 180 m³ gesamtem Rauminhalt bezw. 45 m³ Wasserraum exkl. der Filtermaterialschichte, ist auf Tafel VI veranschaulicht. Diese projektierte Anlage ist in Beton hergestellt und können alle Betriebskombinationen mit Hilfe der mechanischen Einrichtung durchgeführt werden. In normalen Fällen, wo das Wasser einer Filtration bedarf, wird dasselbe in den Schlammtopf A_3 und von hier nach Öffnung des Schiebers s_1 oder s_2 in eines der Filterbecken durch das Einlaufrohr E_1

oder E_2 einfließen, die Filterschichte (1,50 m hoch) passieren und gereinigt in dem mit Steinplatten überdeckten und durch das Ventilationsrohr L_1 und L_2 gelüfteten Reinwasserkanal sich ansammeln. Aus demselben kann es nach Passierung des Teil-, zugleich Sedimenttopfes (A_1 oder A_2), wo mitgeführter Sand zur Ablagerung gelangt, durch Öffnung der Schieber s_3 oder s_4 und s_6, s_7 in die Zuflußleitung bezw. in die Reinwasserkammer I oder II geleitet werden. Das Wasser kann auch, ohne die Filter oder das Reservoir zu passieren, direkt in die Stadtrohrleitung (Öffnung von s_5) gelangen. Endlich können sowohl die Filter (mit s_{12}) oder die Reinwasserkammern (mit s_{10} und s_{11}) entleert werden. In manchen Fällen dürfte es sich empfehlen, die Zuflußleitungen (s_6, s_7) in das Reservoir bis zu den oberen Ecken der Reinwasserkammern, also gegenüber der Filtereinlaufkammer zu verlängern, um den Zu- und Abfluß nicht nebeneinander zu legen. Diese Anlage erfordert einen Kostenaufwand von 30000 K ö. W.

Reservoir für 200 m³ Fassungsraum. Liegt das Reservoir nicht auf einem ebenen Bauplatz, sondern an einer Berglehne, dann wird die Situierung der Schieberkammer und der Zugänge in die Reinwasserkammern eine andere werden, wie dies aus Tafel VII ersehen werden kann. Die beiden Kammern sind durch Scheidewände in zwei Abteilungen geteilt, welche durch 2 m breite, überwölbte Öffnungen kommunizieren. Der Zufluß (Einlauf) erfolgt durch die Schieber s_1 oder s_2, der Ablauf durch a_1 oder a_2. Um die mechanische Einrichtung etwas deutlicher ersichtlich zu machen, wurde speziell bei diesem Reservoir dieselbe in den Fig. 54 und 55 im Detail gezeichnet.

In dieser Weise ist bei jedem Baue die mechanische Einrichtung zu entwerfen, um nach diesem Plane die mit Nummern versehenen einzelnen Fasson-Gußstücke im Eisenwerk bestellen zu können. (Die normalen Muffenröhren werden nur bezüglich ihrer Länge angegeben; die gleichartigen und gleichgroßen Fassonröhren, welche liegend gegossen werden müssen, werden mit den gleichen Nummern versehen und darnach der Erfordernisausweis zusammengestellt.) Jede Kammer ist in vorliegendem Projekte mit einer separaten Speiserohrleitung (s_3, s_4) versehen, welche unterhalb der Schieberkammer sich in einen gemeinsamen Hauptstrang zur Stadt vereinigen. Durch die Schieber s_5, s_6 kann die Entleerung erfolgen. Diese Figuren wurden nur der Darstellungsweise wegen als Musterplan, nicht bezüglich der Anordnung der mechanischen Ausrüstung selbst, dem Handbuche beigegeben, indem die letztere als eine abnormale, durch lokale Verhältnisse bedingte bezeichnet werden muß. Die Kosten dieses Reservoirs beliefen sich auf 19000 K ö. W.

Reservoir für 400 m³ Fassungsraum. Um auch bezüglich der übrigen Ausstattung eines Reservoirplanes dem Anfänger an die Hand zu gehen, wurde auf Tafel VIII ein Plan in Farbendruck dargestellt. Dieses Hochreservoir mit einem Fassungsraume von 400 m³ (gleich $^2/_3$ des Tagesbedarfes von 600 m³) ist ein Kompensations-Hochbehälter. Statt einer separaten Zu- und Abflußleitung geht ein einziger Rohrstrang, $d = 175$ mm, vom Reservoir zur Stadt und ist am Fuße des Berges mit dem 150 mm weiten Zuleitungsrohrstrange von der Quellenstube verbunden. Das Wasser der Quelle fließt somit normal aus dem 150 mm-Zuleitungsstrange an obigem

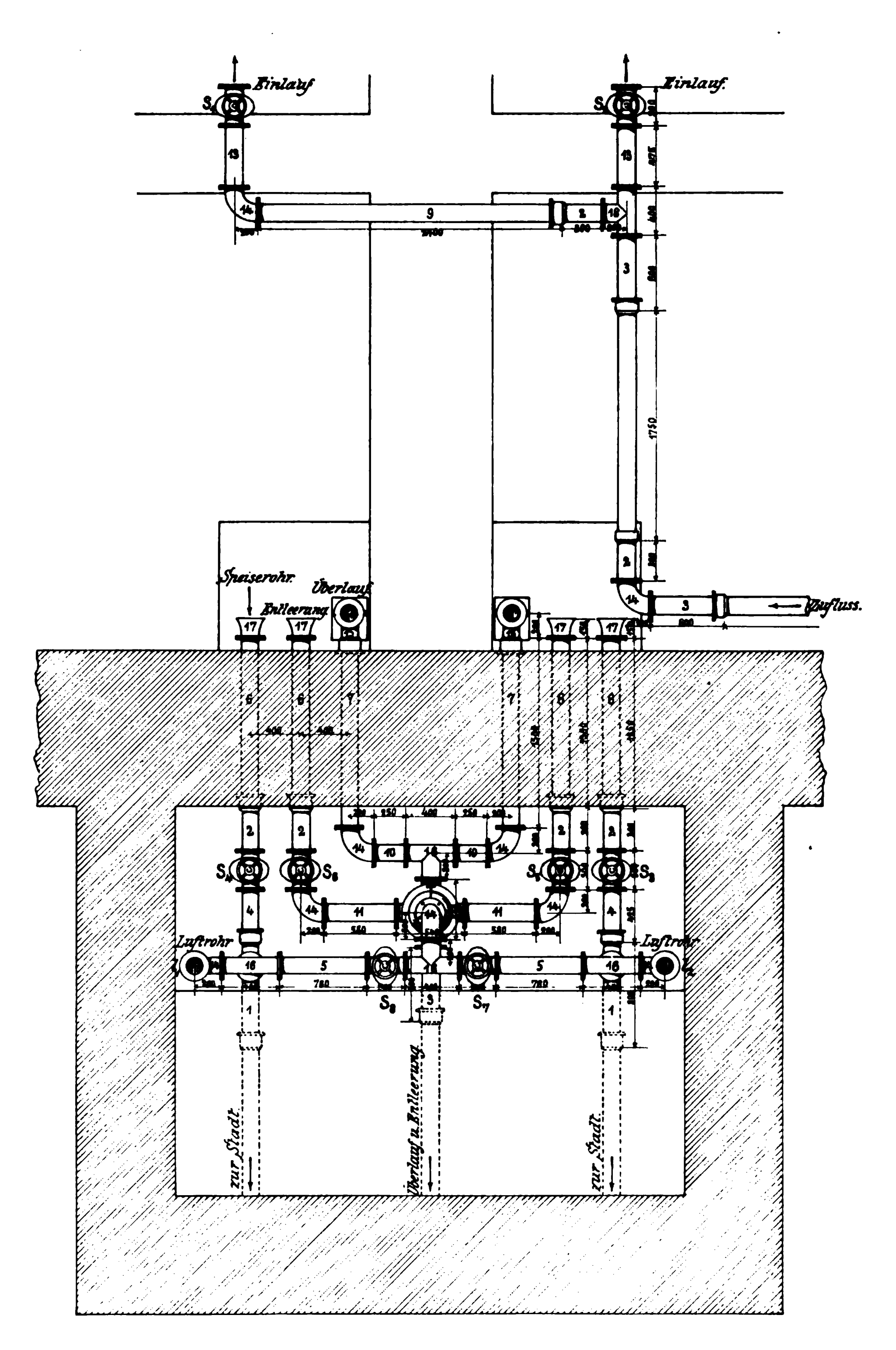


Fig. 54. Mechanische Einrichtung eines Hochreservoirs (Taf. VII). Grundriß.

Punkte direkt in den 175 mm weiten Stadthauptstrang ein und gelangt nur das in der Stadt nicht gebrauchte Wasser in das Reservoir, welches also die Konsumschwankungen unmittelbar ausgleicht (kompensiert). Das Überlaufwasser gelangt durch zwei lange schmale Öffnungen in der Mittelmauer in einen kleinen Kanal daselbst und von hier in die Überfallröhren. Alle anderen Details sind aus dem Plane selbst zu entnehmen. Das Reservoir wurde aus Hackelstein- bezw. Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel ausgeführt und beliefen sich die Baukosten auf 19000 K ö. W.

Reservoir für 1600 m³ Fassungsraum. Als letzte Type eines größeren Reservoirs für 1600 m³ Inhalt ist auf Tafel IX ein in Stampfbeton

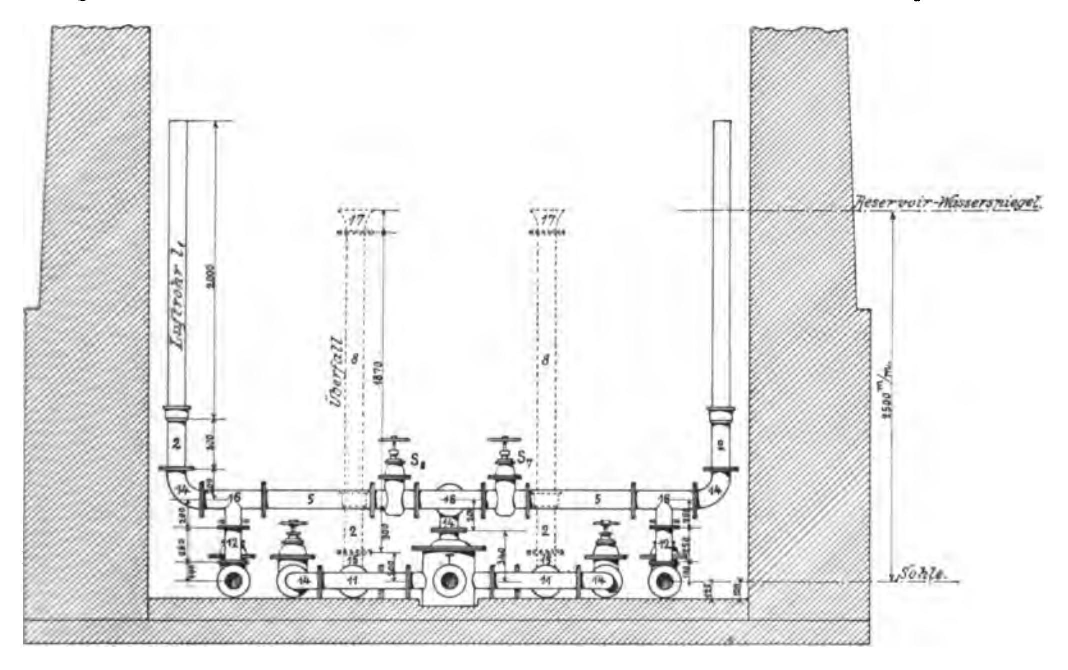


Fig. 55.
Mechanische Einrichtung eines Hochreservoirs (Taf. VII). Querschnitt durch die Schieberkammer.

ausgeführter Hochbehälter abgebildet. Die beiden Kammern werden durch je drei Zungenmauern (Zwischenwände) abgeteilt, um eine günstige Zirkulation des Wassers zu veranlassen. Gleichzeitig wurde diesem Beispiele auch die graphische Stabilitätsbestimmung für die Reservoirmauern beigegeben. Die Kosten dieses Reservoirs belaufen sich auf 74000 K. ö. W.

Kosten der Hochreservoire. Zur Beurteilung der Kosten solcher Bauten wird, wie bei den Stauweihern, der Preis von 1 m³ aufgespeicherten Wassers maßgebend sein, und sollte derselbe daher mit zunehmendem Fassungsraum im allgemeinen kleiner werden. Als Übersicht kann nachfolgende diesbezügliche Zusammenstellung insbesondere kleiner Reservoire dienen, soweit solche dem Verfasser zur Verfügung standen. (Siehe Tabelle auf Seite 134 und 135.)

Da die letzten Preise ohne mechanische Einrichtung und Erd- und Felsarbeiten angegeben wurden, können dieselben nicht zum Vergleich mit den übrigen Kosten verwendet werden. Aus den übrigen Zahlen ist zu entnehmen, daß die Preise sehr variieren und nicht mit dem Fassungsraum abnehmen, da die Fundierungskosten, die architektonische Ausstattung der Fassade und Ausführung in Quader- oder Mörtelverputz, die Lage der Baustelle etc. die Gesamtkosten sehr beeinflussen. Wenn von dem abnormal niederen Preise von 20 K (bei Znaim) abgesehen wird, in welchem zufolge Regiebau der Gemeinde eine größere Anzahl von Nebenauslagen nicht aufgenommen erscheinen und die Kosten einer Schieberkammer wegfallen, so kann man im Durchschnitt als Reservoirkosten pro Kubikmeter Fassungsraum 50—100 K bei einfacher Ausstattung der Fassade annehmen. Da jedoch bei einem Wasserwerke (insbesondere einer Gravitationsleitung) trotz der hohen Kosten dem Auge des Fremden und Einheimischen ohnehin wenig geboten wird, so pflegen manche Gemeinden die unbedeutenden Mehrkosten nicht zu scheuen, um die oberirdischen Bauwerke, also insbesondere die Fassaden der Hochreservoire, in einfacher, aber doch würdiger Weise architektonisch ausstatten zu lassen.

Zusammenstellung über die Baukosten von Hochreservoiranlagen.

Wasserwerk	Inhalt m³	Baumaterial	Gesamtkosten K ö. W.	Kosten pro m³ Wasserraum K ö. W.
Zwittau	40	Ziegel	3 200	80
Luhatschowitz	40	„	3 000	75
Wischenau	40	„	3 200	64
„	40	Blech	3 200	64
Schömitz	40	Ziegel	3 200	80
Tscheskonitz	50	Beton	5 900	118
Mahrenberg	50	„	5 800	116
Strobl	60	„	6 200	103
Schönfeld	80	„	7 200	90
Groß-Seelowitz	100	Ziegel	10 800	108
Wsetin	100	„	10 800	108
Schwarzach	100	Beton	9 200	92
Eisgrub	150	„	21 000	140
„	150	Ziegel	15 600	104
Mährisch-Altstadt	150	„	10 000	66
Brünn (Karthaus)	170	„	24 000	140
Hohenstadt, ohne Filter	180	Beton	30 200	84
„ mit Filterraum	360			
Grulich	200	Ziegel	18 800	94
Zwittau	200	„	12 800	64

Wasserwerk	Inhalt m³	Baumaterial	Gesamtkosten K ö. W.	Kosten pro m³ Wasserraum K ö. W.
Hohenfürth	200	Beton	13 500	67
Mährisch-Altstadt	220	Ziegel	12 000	54
Gewitsch	240	Beton	18 200	76
Mährisch-Altstadt	245	Ziegel	17 200	70
Sternberg	250	Beton	20 000	80
Perchtoldsdorf	300	„	22 000	73
Mährisch-Weißkirchen	350	Ziegel	22 000	62
Mährisch-Trübau	400	Bruchstein	19 000	48
Müglitz	400	Ziegel	27 600	69
Freudenthal	400	Beton	26 000	65
Grottau	500	„	29 200	60
Melk	600	„	32 000	53
Jägerndorf	800	„	35 000	44
Brünn (Adamsthal)	1 000	Ziegel	90 000	90
Mödling	1 000	Beton	54 000	54
Znaim	1 130	Ziegel	22 600	20
Marburg	1 200	Beton	74 000	72
Teplitz	1 360	Ziegel	64 000	47
Teschen	1 600	Beton	74 000	46
Krakau	5 000	„	280 000	56
Brünn (Brüsau)	10 000	Ziegel	346 000	35
Remscheid	400	Blech	44 000	110
Diedenhofen	500	„	27 000	94
Düren	550	„	66 000	120
Bremerhaven	660	„	58 200	88
Staßfurt	600	„	28 800	48
Linz	270	Beton	Preise ohne mechanische Einrichtung und ohne Kosten der Erd- und Felsarbeiten (Linz bis Frankfurt a. M.)	30
Lahr	700	Ziegel		40
Minden	900	Beton		22
Aschaffenburg	1 000	„		39
Coulommiers	1 200	Ziegel		36
Baden-Baden	2 000	„		58
Freiburg	4 000	„		44
Chemnitz	4 000	Beton		22
Wiesbaden	4 300	„		14
Nürnberg	8 100	„		28
Stuttgart	9 700	Ziegel		30
Lille	12 000	„		13
Genf	12 500	„		38
Hampton (England)	12 500	Beton		15
Frankfurt a. M.	20 000	Ziegel		54
München	45 000	„	2 080 000	46

F. Zuleitung vom Hochreservoir bis zum Stadtrohrnetz.

Die Zuleitung vom Hochreservoir bis zum Beginn des Stadtrohrnetzes — der Hauptspeisestrang des Verteilungsnetzes — erfolgt mittels eisernen Röhren, welche nach dem Stundenmaximum am Tage des größten Verbrauches zu berechnen sind. Zu diesem hieraus resultierenden sekundlichen maximalen Quantum ist noch zu addieren der Bedarf von ca. 4—6 sl. für je einen Hydranten, welcher bei Feuersgefahr oder Straßenbespritzung gleichzeitig in Aktion treten soll (zumeist werden zwei Hydranten als gleichzeitig in Betrieb gesetzt angenommen). Für kleinere Ortschaften wird wohl der großen Kosten wegen der Hydrantenbedarf und das Konsummaximum gleichzeitig nicht in Rechnung gestellt werden, wodurch ein kleinerer Hauptrohrdurchmesser resultiert, was jedoch nur dann von wesentlichem Belang ist, wenn der Hauptspeisestrang zur Stadt eine größere Länge besitzt. Es sei ferner erwähnt, daß man bei der Berechnung der Geschwindigkeit in den Rohrsträngen der Verteilungsleitungen $v_{max.} = 1$ m anzunehmen pflegt, um allzu große hydraulische Stöße, die ohnehin doppelt so groß wie der Arbeits- (Betriebs-) Druck werden können, zu vermeiden. Andererseits soll $v_{min.} > 0{,}25$ m sein, um Ablagerungen von Sedimenten hintanzuhalten. Die Legung dieses Hauptstranges geschieht, wie bei allen Eisenröhren, in 1,50 m Tiefe, mit den Muffen gegen den Wasserlauf, die Dichtung der Röhren mit Hanfstricken und Blei. Beim Beginn der Abzweigungen — also Beginn des eigentlichen Stadtrohrnetzes — wird der Übergang der verschiedenen Rohrkaliber entweder durch eigene Fassonröhren oder mittels eines Teiltopfes vermittelt, über welchen später gesprochen werden soll.

G. Stadtrohrnetz.

Das Stadtrohrnetz bezweckt die eigentliche Verteilung des Wassers im Versorgungsgebiete. Dasselbe kann entweder a) nach dem Zirkulations- oder b) nach dem Verästelungssystem angeordnet sein; bei ersterem sind die Rohrleitungen alle polygonal verbunden, es gibt daher keine Endpunkte der Rohrstränge. Im allgemeinen pflegt man dem Zirkulationssystem den Vorteil der Verhinderung von Ablagerungen, von Stagnation des Wassers, also der Erhöhung der Temperatur, zuzuschreiben. Weiter kann bei Feuersgefahr ein Hydrant zugleich von verschiedenen Strängen (durch entsprechende Schieberstellungen) aus, also viel kräftiger versorgt werden. Dort, wo viel oder alles Wasser durch Hausleitungen abgegeben wird, wird man überhaupt nur dieses System anwenden. Werden beim Verästelungssystem an den Endpunkten Sparbrunnen mit permanenten Ausläufen aufgestellt, dann ist dieses System das billigere und entfällt der Nachteil der Stagnation. Im übrigen ist zumeist die Situation der Stadt ausschlaggebend für die Wahl des Rohrnetzsystems. Die Berechnung erfolgt bei Beobachtung einer einzuhaltenden minimalen Überdruckhöhe wegen der Hydranten in der Weise, daß jeder Rohrstrang ein gewisses Wasserquantum vom Hauptstrange erhält, unterwegs an verschiedenen Stellen (Hausleitungen oder öffentliche Brunnen) Wasser

abzugeben hat und ein weiteres Quantum zur Versorgung von kleineren Rohrsträngen an seinem Ende noch weiterführt, wobei auch der sogen. eigene Bedarf berücksichtigt werden muß, also das dem Inhalte des Rohrstranges von der Länge l und dem Durchmesser d entsprechende Wasserquantum, mit welchem der Rohrstrang stets gefüllt erscheint.

In einzelnen Fällen, wo über viel Wasser, jedoch nur über sehr geringe Druckhöhen verfügt wird, das Wasser also nicht in die Stockwerke geleitet werden kann, werden kleinere Ortschaften einfach durch Aufstellung einer gewissen Anzahl permanent laufender, öffentlicher Auslaufbrunnen versorgt. Hier entfällt die Anlage eines eigenen Hochreservoirs und von Hydranten, und ist auch die Berechnung des Rohrnetzes eine sehr einfache. Bei größeren Städten und lokal ungleich großer Wasserabgabe wird man eigene Tabellen aufstellen, wobei zu bemerken ist, daß bei der Berechnung der Druckhöhen der Sicherheit wegen die Kote der Reservoirsohle als Druckhorizont (hydrostatische Druckhöhe) angenommen wird.

Die Berechnung erfolgt der Sicherheit wegen unter Annahme eines Verästelungssystems. Der Hauptstrang wird einerseits durch die größten (belebtesten) Straßen, überhaupt dort geführt, wo der größte Wasserkonsum erwartet werden muß, wenn nicht lokale Verhältnisse die Situierung des Hauptstranges überhaupt feststellen. Die Berechnung erfolgt unter Annahme einer Geschwindigkeit $v = 1$ m (gleichzeitig als Maximum), wo Überschuß an Druckhöhe vorhanden ist. Als kleinster Rohrdurchmesser ist in größeren Städten $d = 80$ mm bei Hydrantenaufstellung, sonst in kleinen Ortschaften $d = 60$ mm zu wählen, und auch bei den kleinsten Anlagen ohne Hydranten für die öffentlichen Rohrstränge nie unter 40 mm Durchmesser (wegen Inkrustation) zu gehen.

Der Wasserbedarf wird entsprechend auf die einzelnen Straßen (mit Berücksichtigung des Bevölkerungszuwachses und der künftigen Verbauung) verteilt und alle 100 m ein Hydrant angenommen, der für kleinere Ortschaften 4, für größere Städte 5—6 sl. konsumiert.

Für kleinere Ortschaften werden wir also bei Feuerhydranten die letzte Strecke des kleinsten Endrohrstranges für $Q = 4$ sl. zu rechnen haben. Bei $v = 1$ m ist die Fläche eines Rohres von:

$$d = 0{,}06 \text{ m}, \quad fl = 0{,}0028 \text{ m}^2,$$
$$d = 0{,}08 \text{ m}, \quad fl = 0{,}0050 \text{ m}^2,$$

es ist also in diesem Falle als Minimum ein Rohrdurchmesser von 80 mm zu wählen, wenn der Hydrant nach dem Verästelungssystem berechnet wird, d. h. nur von einer Seite das Wasser erhält. Beim Zirkulationssystem kann in Fällen, wo größte Sparsamkeit eingehalten werden muß, ein Rohrdurchmesser von $d = 60$ mm ($Q = 2 \times 2{,}8 = 5{,}6$ sl.) ausreichen.

Für den anderen Wasserbedarf exkl. der Hydranten werden also bei $v = 1$ m für einen Wassertransport von:

$$Q = 2{,}8 \text{ sl. noch } d = 60 \text{ mm},$$
$$Q = 2{,}0 \text{ sl. „ } d = 50 \text{ mm},$$
$$Q = 1{,}0 \text{ sl. „ } d = 40 \text{ mm}$$

Rohrdurchmesser genügen.

Der Druckverlust ist für die einzelnen Strecken des Hauptstranges von gleichem Durchmesser separat derart zu rechnen (siehe Fig. 56), daß am letzten Punkte beispielsweise noch ein Hydrant mit $Q = 3$ sl. und einer hydraulischen Druckhöhe h'' gleich dem dort notwendigen Überdruck gespeist werden kann. Die gefundenen Durchmesser sind immer auf die nächst höheren, fabriksmäßig erzeugten Rohrkaliber abzurunden. Bei dieser Berechnung kann man sich mit Vorteil des Graphikons auf Tafel V (1. Band) bedienen. Im Längenprofil obiger Fig. 56 ist die Sperrmaßlinie für H irrtümlich bis zum Nivellementhorizont gezeichnet; de facto ist aber $H = h' + h'' + h'''$. Bezüglich der Berechnung des Stadtrohrnetzes siehe auch: Lueger, Wasserversorgung der Städte (Darmstadt 1895); Kresnik, Zur günstigsten Anlage städtischer Wasserleitungen (Zeitschrift des österreichischen

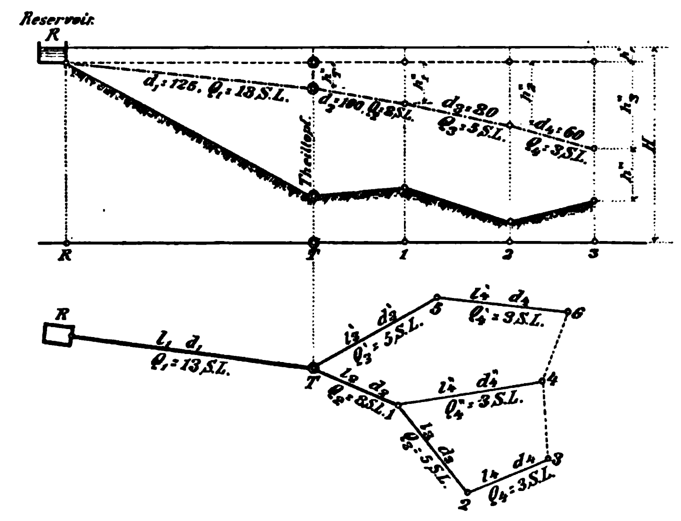


Fig. 56. Längenprofil und Situationsplan des Stadtrohrnetzes.

Ingenieur- und Architektenvereins, Wien 1895 und 1903); Müller, Graphische Bestimmung für Wasserversorgungsanlagen (Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, 1896).

Was die Verteilung der Hydranten anbelangt, so werden dieselben in der Regel in Entfernungen von 100 m entweder auf den Rohrstrang aufgesetzt oder, durch kleine Seitenstränge verbunden, seitwärts an Orten plaziert, welche auf Kreuzungspunkten von Gassen so gelegen sind, daß im Falle ihrer Benutzung keine Verkehrsstörung eintritt. Dort, wo öffentliche Brunnen aufgestellt werden, wird die Verteilung und Lokalisierung nach den örtlichen Verhältnissen anzupassen, also eine verschiedene sein.

Bezüglich der Kalibrierung der Rohre ist neben dem bereits Angeführten noch zu berücksichtigen, daß dieselbe auch eine bauökonomische sein soll. Abgesehen von dem unnötig großen Mehraufwande haben solche in bezug auf das fortzuleitende Wasserquantum zu groß dimensionierte Rohrkaliber den Nachteil, daß infolge der geringen Geschwindigkeit das Wasser an Frische

einbüßt. Für die Verzinsung und Amortisation der Anlagekosten a eines Wasserwerkes haben wir eine jährliche Abschlagsquote C:

$$C = \frac{a}{n}\left(1 + \frac{n+1}{2} \cdot p\right)$$

zu leisten. Nehmen wir eine Bausumme (Anlagekapital) $a = 1000$ K, die Verzinsung $p = 5\,\% = 0{,}05$, die Amortisationsfrist $n = 50$ Jahre an, so erhalten wir eine Verzinsungs- und Amortisationsquote von:

$$C = \frac{1000}{50}\left(1 + \frac{50+1}{2} \cdot 0{,}05\right) = 25 \text{ K } 50 \text{ Heller.}$$

Auf diese Weise werden wir auch die Quoten für verschiedene Rohrdurchmesser berechnen und danach das ökonomischste Kaliber wählen können.

Die Kosten der fertigen Rohrleitungen setzen sich zusammen aus den Kosten der Rohrlieferung loco Baustelle, den Kosten des Legens und Dichtens der Rohre mit Hanfstricken und Blei und den Kosten des Grabenaushubes und Wiederanschüttens samt Stößeln des eingebrachten Materials.

Die Kosten der Rohrlieferung selbst setzen sich wieder zusammen aus dem sogen. Grundpreis pro 100 kg Rohrguß loco Eisenwerk, welcher Schwankungen ausgesetzt ist und infolge der allgemeinen Kartellierung der Eisengießereien heute sehr emporgeschnellt ist. Derselbe beträgt zurzeit (1907) 19—20 K pro 100 kg loco Werk.

Zu diesem Grundpreis erfolgt für kleinere Röhren (unter 300 mm Durchmesser) noch ein Zuschlag, welcher bei $d = 40$ mm $4^1/_2$ K, bei $d = 50$ mm $3^1/_2$ K, bei $d = 60$ mm $2^1/_2$ K, bei $d = 70$ und 80 mm $1^1/_2$ K, bei $d = 90$—175 mm 1 K und $d = 200$—275 mm $^1/_2$ K beträgt.

Bei Flanschenröhren erfolgt pro Flansche je nach Durchmesser ein Zuschlag von 0,85—50 K (letzterer für $d = 1200$ mm).

Bei Projekten wird generell gewöhnlich für einfache Fassonröhren pro 100 kg ein Zuschlag von 4 K, für appretierte Fassons (abgehobelte Flanschen, Bohrlöcher etc.) 8 K angenommen. Die in einem Stadtrohrnetz einzubauenden Fassonröhren werden bei Generalprojekten nur geschätzt, und zwar pflegt man zum gerechneten Bedarf an normalen Muffenröhren $5\,\%$ für Fassons zuzuschlagen.

Zu diesem loco Werkpreis werden nun noch die Transportspesen, Asphaltierung, Druckproben im Rohrgraben hinzuzurechnen sein.

Zu diesen normalen Kosten kommen in jenen Fällen, wo beim Rohrgrabenaushub auf viel Wasser gestoßen wird, die Kosten der Wasserhaltung hinzu, die entweder approximativ als Pauschale eingesetzt oder als Regiearbeit verrechnet werden. Bei Annahme eines Grundpreises für Eisenrohrguß von 20 K pro 100 kg loco Eisenwerk bezw. 24 K loco Bauplatz, in welchem alle Transportspesen, Asphaltierung, Rohrproben, Bauaufsicht und Unternehmergewinn enthalten sind, erhalten wir nachstehende Kosten pro lfd. m Rohrstrang auf Basis der deutschen Normalgewichte für gußeiserne Röhren.

Preistabelle für die Herstellung kurrenter Gußrohrstränge einschl. der Erdarbeiten.
(Kurrente Muffenröhren.)

Durchmesser in Millimeter	Preis pro lfd. m in Kronen:			
	Rohrpreise loco Bauplatz	Legen und Dichten	Erdarbeit 1,5 m Deckung	Zusammen
40	2,85	0,75	1,30	4,90
50	3,25	0,80	1,30	5,35
60	3,95	0,85	1,30	6,10
70	4,20	0,95	1,40	6,55
80	5,05	1,05	1,40	7,50
90	5,60	1,15	1,40	8,15
100	6,30	1,30	1,40	9,00
125	7,90	1,40	1,40	10,70
150	9,80	1,65	1,40	12,85
175	11,95	1,90	1,40	15,25
200	14,20	2,20	1,50	17,90
225	16,50	2,45	1,50	20,45
250	18,90	2,80	1,50	23,20
275	21,75	3,05	1,50	26,30
300	23,95	3,35	1,60	28,90
325	26,60	3,55	1,60	31,75
350	29,40	3,80	1,70	34,90
375	31,30	4,00	1,70	37,00
400	35,00	4,20	1,70	40,90
425	37,00	4,40	1,80	43,20
450	40,55	4,80	1,80	47,15
475	44,10	5,15	2,00	51,25
500	48,20	5,50	2,10	55,80
550	54,60	5,90	2,20	62,70
600	61,95	6,40	2,30	70,65
650	70,60	6,95	2,50	80,05
700	80,35	7,50	2,70	90,55
750	90,55	7,90	2,90	101,35
800	101,85	8,25	3,10	113,20
900	123,70	8,60	3,30	135,60
1000	147,00	9,50	3,80	160,30
1100	175,50	11,00	4,20	190,70
1200	208,00	14,50	5,00	227,50

Anmerkung zu Erdarbeit. Zuschlag für Felsaushub:
Granit, Gneis, Porphyr pro m^3 . . . . 8,40 K.
Kalk und Sandstein pro m^3 . . . . 6,50 „

Die Gewichte der normalen Gußröhren sind aus nachstehender Normaltabelle zu entnehmen. Die Röhren, welche im Werke einem Probedruck von 15—20 Atmosphären ausgesetzt werden, reichen für alle Wasserleitungen bis

Normaltabelle
für gußeiserne, stehend gegossene Muffen- und Flanschenröhren.

Deutsche Vereinsnormale für 10 Atmosphären Betriebsdruck und max. 20 Atmosphären Probedruck.

Durchmesser des Rohres in Millimeter		Baulänge m		Wandstärke in Millimeter	Spezifisches Gewicht des Gußeisens = 7,250. Berechnetes Gewicht in Kilogrammen: Muffenrohre			Flanschenrohre		
					per 1 m		des ganzen Rohres	per 1 m		des ganzen Rohres
innerer	äußerer	Muffen- Rohre	Flanschen- Rohre		exkl. der Muffe	inkl. der Muffe		exkl. der Flanschen	inkl. der Flanschen	
40	56	2,5	2	8	8,75	**10,09**	20,18	8,75	**10,64**	21,28
50	66	2,5	2,5	8	10,57	**12,14**	29,60	10,57	**12,98**	25,96
60	77	3	2,5	8,5	13,26	**15,21**	37,00	13,26	**16,22**	32,44
70	87	3	3	8,5	15,20	**16,65**	49,95	15,20	**17,34**	52,02
80	98	3	3	9	18,24	**19,94**	59,81	18,24	**20,80**	62,40
90	108	3	3	9	20,29	**22,19**	66,57	20,29	**23,20**	69,61
100	118	3	3	9	22,34	**24,41**	73,22	22,34	**25,65**	76,94
125	144	4	3	9,5	29,10	**31,65**	118,90	29,10	**33,27**	99,82
150	170	4	3	10	36,44	**39,74**	155,60	36,44	**41,57**	124,70
175	196	4	3	10,5	44,36	**48,36**	189,50	44,36	**50,30**	151,00
200	222	4	3	11	52,86	**57,66**	226,00	52,86	**60,00**	180,00
225	248	4	3	11,5	61,95	**67,57**	264,00	61,95	**69,30**	207,89
250	274	4	3	12	71,61	**76,51**	306,05	71,61	**80,26**	240,79
275	300	4	3	12,5	81,85	**87,48**	349,91	81,85	**91,46**	274,37
300	326	4	3	13	92,68	**99,13**	396,50	92,68	**102,89**	308,68
325	352	4	3	13,5	104,08	**111,29**	445,15	104,08	**117,07**	351,20
350	378	4	3	14	116,07	**124,13**	496,51	116,07	**130,26**	390,79
375	403	4	3	14	124,04	**132,61**	530,43	124,04	**140,23**	420,70
400	429	4	3	14,5	136,89	**146,68**	586,71	136,89	**153,85**	461,55
425	454	4	3	14,5	145,15	**155,46**	621,82	145,15	**163,58**	490,73
450	480	4	3	15	158,87	**170,10**	680,38	158,87	**178,80**	536,39
475	506	4	3	15,5	173,17	**185,41**	741,65	173,17	**194,78**	584,33
500	532	4	3	16	188,04	**201,66**	806,64	188,04	**211,17**	633,50
550	583	4	3	16,5	212,90	**228,49**	913,94	212,90	**242,42**	727,26
600	634	4	3	17	238,90	**256,69**	1026,75	238,90	**270,51**	811,52
650	686	4	3	18	273,86	**294,64**	1178,54	273,86	**307,28**	921,24
700	738	4	3	19	311,15	**335,66**	1342,64	311,15	**348,82**	1046,45
750	790	4	3	20	350,76	**378,58**	1514,33	350,76	**390,63**	1171,90
800	842	4	4	21	392,69	**425,01**	1700,03	392,70	**430,80**	1723,00
900	945	4	4	22,5	472,76	**512,80**	2051,21	472,70	**514,30**	2057,00
1000	1048	4	4	24	559,76	**608,76**	2435,03	559,80	**604,60**	2418,00
1100	1152	4	4	26	666,81	**727,75**	2911,00	666,80	**725,80**	2903,00
1200	1256	4	4	28	783,15	**856,78**	3427,10	783,10	**845,60**	3382,00

rund 100 m hydrostatische Druckhöhe (10 Atmosphären) aus, auf welchen Druck auch die im Handel vorkommenden Akzessorien des Rohrnetzes konstruiert sind. Trotzdem zumeist viel geringere Inanspruchnahmen vorkommen, soll man mit Rücksicht auf unvermeidliche hydraulische Stöße nie schwächere Röhren (mit geringer Wandstärke) verwenden. Solche schwächere Röhren werden von einzelnen Werken für 8 Atmosphären Probedruck gegossen, abgesehen von den sogen. schottischen Röhren, ganz dünnwandige Abflußröhren für Ausgüsse, Aborte etc., welche überhaupt keinem Druck auszusetzen sind.

Die Röhren sollen sowohl einzeln wie auch im Rohrgraben, als Rohrstrang gelegt, vor dem Zuschütten einem Probedruck (mittels hydraulischer Rohrpresse) gleich dem $1^1/_2$ fachen bis doppelten hydrostatischen Drucke ausgesetzt werden.

Die Grabensohle wird in die Nivellette der Rohrunterkante gelegt, und werden in derselben bei jedem Rohrstoß sogen. Muffenlöcher ausgegraben, um die Dichtung vornehmen zu können. Je nach der Standfähigkeit des Bodenmaterials werden in gewissen Strecken in der Rohrgrabentrace 1—2 m breite Streifen Boden gelassen, welche nicht ausgehoben, sondern an der Sohle stollenartig durchgraben werden; diese Erdklötze dienen zur Versteifung der langen Grabenwände, welch letztere überdies bei leichtem Materiale mitunter ausgepölzt werden müssen. Die Dichtung der Muffenröhren erfolgt in der Weise, daß in die völlig getrockneten Muffen zuerst Hanfstricke eingestemmt werden, worauf der übrige Raum mit Blei ausgegossen wird, welches man nachträglich verstemmt.

Um das Eingießen des Bleies zu ermöglichen, wird um den äußeren Muffenrand ein nasser Hanfstrick gelegt, derselbe hierauf mit einer fetten Lehmlage umgeben und gut verschmiert und nun der Strick oben wieder herausgezogen, an welcher Stelle dann das Eingußloch für diese Lehmform, entsprechend konisch erweitert, offen bleibt. Nach dem Guß wird der Lehmring entfernt, das Blei mit eigenen Rohrstemmern verstemmt und die Oberfläche glatt abgeschnitten.

Flache Kurven in vertikalem oder horizontalem Sinne werden nicht mit Bogenstücken, sondern aus geraden Röhren gebildet, wobei das sogen. Schwanzende (glatte Ende) des einen Rohres in die Muffe des anderen Rohres etwas exzentrisch eingestellt wird, doch nur unter einem solchen flachen Winkel, daß überall noch genügend Raum für die Bleidichtung übrig bleibt. Statt Gußeisenröhren werden auch die sogen. Mannesmann-Stahlrohre verwendet, welche, durch die Fabrikationsweise bedingt, in wechselnden Längen von 3—8 m und mehr erzeugt werden. Um diese dem Rosten viel leichter ausgesetzten Röhren vor der Oxydation zu schützen, werden sie innen heiß asphaltiert und außen mit einer gleichfalls asphaltierten Hülle aus Jutestreifen überzogen. Ihre Wandstärke ist viel geringer, also auch das Gewicht pro lfd. m ein kleineres und die Manipulation beim Legen eine leichtere, die Transportkosten geringere; dieselben können dem 2—3 fachen Maximaldruck der Gußröhren unterzogen werden. Ihr Preis ist jedoch zurzeit noch insoweit ein hoher, indem sie nur für die kleineren Durchmesser

mit Rücksicht auf die geringeren Dichtungskosten pro lfd. m konkurrieren können und Röhren von großem Durchmesser überhaupt noch nicht hergestellt werden. Die Fassonröhren können ferner nicht aus diesem Material direkt, sondern nur durch Annietung von Ansatzröhren, Muffen, Flanschen etc. hergestellt werden. Da die Mannesmannröhren eine Durchbiegung gestatten und ihrer größeren Länge wegen weniger Dichtungsstellen benötigen, ist ihre Verwendung insbesondere bei nachgiebigem Untergrunde, bei Unterleitungen und Überführungen, sowie bei großem Drucke anzuempfehlen. Sie bedürfen jedoch auch einer sorgfältigeren Behandlung beim Transport und beim Verlegen, um jede Beschädigung der rostverhindernden Hülle zu vermeiden.

Von der Verwendung gewöhnlicher Gasröhren, welche von manchen Unternehmungen bei kleinen Anlagen der Billigkeit wegen anempfohlen werden, ist mit Rücksicht auf den an und für sich zu kleinen Durchmesser und die Verstopfung durch Rostbildung abzuraten.

H. Fassonröhren und Akzessorien der Rohrleitungen.

Der Hauptsache nach bestehen die Rohrleitungen aus den normalen, 3—4 m langen, stehend gegossenen, innen und außen heiß asphaltierten Muffenröhren. In selteneren Fällen werden normale, 2—3 m lange Flanschenröhren verwendet, deren Dichtung mittels Kautschuk-, Blei- oder Lederringe und Verschraubung erfolgt. Bei kleinen Durchmessern genügen 4, bei mittleren 6, bei großen Röhren 8—12 Schrauben. Neben diesen normalen geraden Röhren sind in jedem Rohrnetze noch sogen. Fassonröhren erforderlich. Zu denselben gehören die segmentförmigen Bogenrohre (Fig. 57 No. XIV oder im Handel mit Kstück bezeichnet), meist 2 m lang, für längere Bogen notwendig. Für schärfere Winkel in geraden Leitungen werden sogen. Krümmer verwendet, und zwar mit Zentriwinkel von 90° und 125°. Die häufigsten Formen der geraden Fassonröhren sind in Fig. 57 No. I—XIV abgebildet. Neben diesen können noch andere Kombinationen vorkommen, und ist bei Bestellung bei dem Eisenwerke dem Verzeichnisse über Fassons die jeweilige Skizze in geraden Linien, die Flansche mit einem kurzen Querstrich, die Muffe mit einem kleinen Bogensegment angedeutet beizugeben.

Beschreibung.

Fassonrohr No. I: Abzweigrohr mit zwei Flanschen,
" " II: gerades Fassonrohr mit zwei Flanschen,
" " III: gerades Fassonrohr mit einer Flansche (F stück),
" " IV: Trompetenrohr klein,
" " V: Trompetenrohr groß,
" " VI: Abzweigrohr mit Muffe und Flansche (A stück),
" " VII: Abzweigrohr mit Muffe und zwei Flanschen,
" " VIII: Muffenrohr mit kleiner Flanschenabzweigung (A stück),
" " IX: Muffenrohr mit kleiner Muffenabzweigung (B stück),
" " X: Muffenrohr mit kleiner schiefer Muffenabzweigung (C stück),

Fassonrohr No. XI: Reduktionsmuffenrohr (R stück),
„ „ XII: T stück mit drei Muffen,
„ „ XIII: Übermuffe (U stück),
„ „ XIV: Bogenrohr (K stück).

Fig. 57. Fassonröhren (I—XIV).

Die kurzen Anschlußröhren für die Flanschenschieber und ähnliche längere Rohre werden im Handel mit E stück (Muffen-Flanschenrohr), F stück

(Flanschenrohr wie No. III) bezeichnet. Um Enden von Rohrleitungen zu dichten, werden bei Muffen eigene Endkapseln (Endstöpsel), bei Flanschen sogen. Blindflanschen gegossen. Die Übermuffen dienen zur Wiederdichtung von gesprungenen oder durchgestemmten Röhren. Die Dimensionsverhältnisse einzelner Fassonröhren sind z. B. nachstehende:

No. VIII: $\begin{cases} a = 150 \text{ mm} + 0{,}6\,d + 0{,}1\,D, \\ b = 140 \text{ mm} + 0{,}2\,d + 0{,}5\,D, \end{cases}$

„ IX: $\begin{cases} a = 150 \text{ mm} + 0{,}6\,d + 0{,}1\,D, \\ b = 90 \text{ mm} + 0{,}2\,d + 0{,}5\,D, \end{cases}$

„ X: $c = 80 \text{ mm} + 0{,}1\,D,$

„ XII: $\begin{cases} a = 150 \text{ mm} + 0{,}7\,D, \\ b = 90 \text{ mm} + 0{,}7\,D, \end{cases}$

„ XIII: $l = 260 \text{ mm} + 0{,}4\,D,$

„ XIV: Radius $r = 10\,D$ (als Lager-Normale, überdies in allen anderen Radien auf Bestellung anzufertigen.

Alle Fassons sind liegend gegossen, daher schwerer wie die normalen Rohre. Bei den Kostenanschlägen wird diesem Umstande dadurch Rechnung getragen, daß je nach Häufigkeit der Fassons ein Zuschlag von 5—6 % zu dem gerechneten Gewichte der normalen Röhren für die Fassons approximativ gegeben wird. Da auch die Gewichte der normalen Röhren etwas variieren, wird auch bei diesen ein Toleranzgewichtszuschlag von 1—2 % in Rechnung gesetzt. Zu den Akzessorien des Rohrnetzes (Nebenbestandteilen desselben) gehören insbesondere:

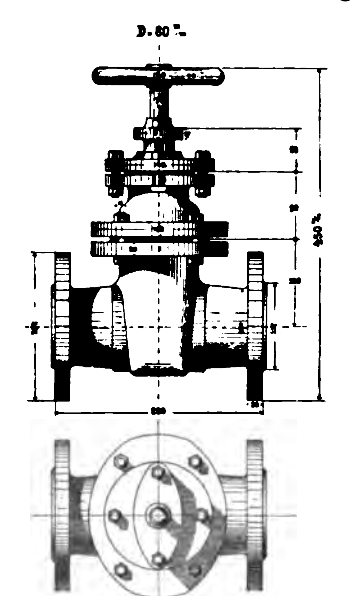
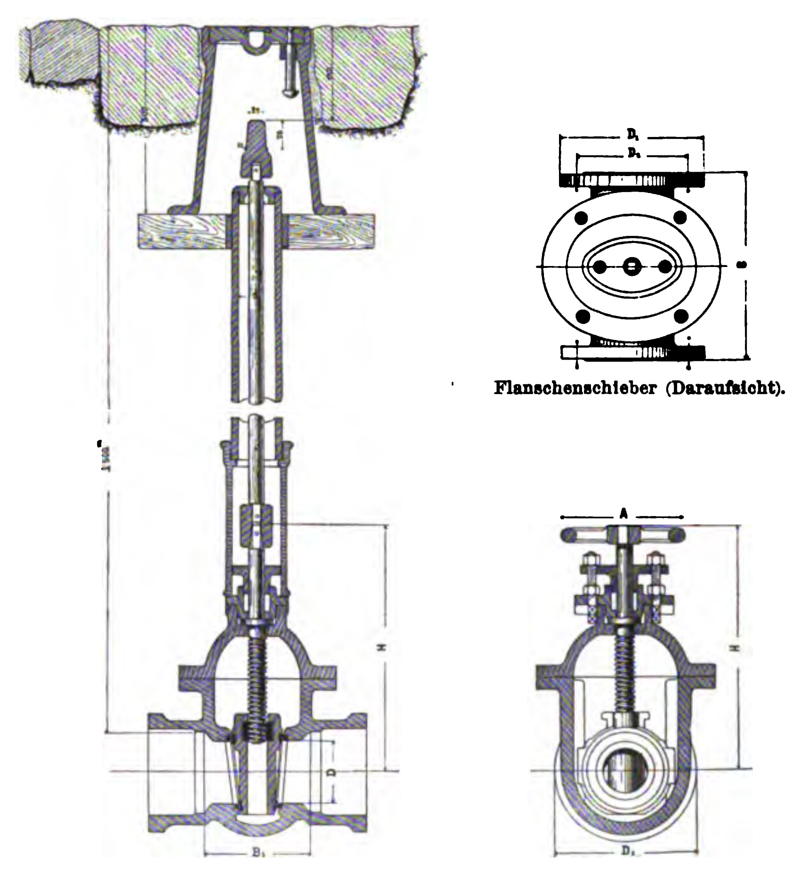


Fig. 58. Ansicht eines Flanschenschiebers $d = 80$ mm.

I. Die Wasserschieber.

Da die Öffnung oder Schließung der Durchflußöffnungen zur Vermeidung hydraulischer Stöße äußerst langsam erfolgen soll, so hat man schon seit längerer Zeit die früher verwendeten Konushähne in den öffentlichen Rohrsträngen durch Schieber ersetzt. Dieselben können als Muffen- oder Flanschenschieber gebaut sein. Der Schieber besteht aus dem Schiebergehäuse mit der Stopfbüchse (aus Eisenguß), dem eigentlichen keilförmigen Ringschieber, welcher aus Gußeisen hergestellt ist, jedoch mit einer eingelassenen ringförmigen Gleitfläche und einer Schraubenmutter aus Rotguß (Bronze) besteht, endlich aus der gleichfalls aus Rotguß hergestellten Schraubenspindel mit sehr flacher Steigung. In dem Schiebergehäuse ist korrespondierend mit dem Ringschieber ebenfalls eine ringförmige Gleitfläche aus Bronze keilförmig eingelassen, so daß die beiden geschliffenen Gleitflächen vollkommen dichten. Durch Drehung der fixen

Spindelschraube wird der Schieber in dem oberen domförmigen Gehäuseteil emporgehoben. Der Schieber kann entweder mittels eines Handrades bewegt werden (siehe Fig. 58, Ansicht eines Flanschenschiebers von der Seite und Daraufsicht), was die Anlage von Schächten oder Schieberkammern bedingt, oder aber kann derselbe in die Erde eingebaut werden, in welchem Falle er mit einer sogen. Einbaugarnitur, bestehend aus einer bis zum Terrain hinaufreichenden Aufsteckspindel, einem Schutzrohr (über diese Spindel



Flanschenschieber (Daraufsicht).

Muffenschieber (Längenschnitt). Flanschenschieber mit Handrad (Querschnitt).

Fig. 59. Schieber mit Handrad oder Einbaugarnitur.

aufgesteckt) und der Straßenkappe auszurüsten ist. (Fig. 59, Längenschnitt eines Muffenschiebers mit Einbaugarnitur.) Die Straßenkappe, welche mit einem aufhebbaren Gußeisendeckel versehen ist, wird auf einem starken Eichenpfosten derart in das Straßenniveau montiert, daß sich dieselbe nicht setzt, weil sonst beim Darüberfahren die Spindel gebogen und der Schieber nicht funktionieren würde. Die Straßenkappe ist auch an nicht gepflasterten Stellen sorgfältig zu umpflastern oder mit einem Steinkranz zu umgeben. Fig. 59 zeigt auch den Querschnitt eines Schiebers mit Handrad und die

Daraufsicht eines Flanschenschiebers mit der Bezeichnung der Haupt-Baudimensionen, welche nebst den Kosten aus folgender Tabelle zu ersehen sind.

Lichter Durchmesser der Durchgangsöffnung in Millimeter	Baulänge B des Flanschenschiebers in Millimeter	Preis des Schiebers mit Handrad	Preis des Schiebers mit Einbaugarnitur
		K ö. W.	
40	240	26	38
50	250	28	40
60	260	33	45
70	270	38	50
80	280	44	56
90	290	48	60
100	300	57	70
125	325	76	90
150	350	99	114
175	375	130	146
200	400	156	172
225	425	192	208
250	450	235	250
275	475	280	296
300	500	310	326
325	525	386	405
350	550	440	460
375	575	500	520
400	600	555	575
425	625	610	630
450	650	730	754
475	675	800	824
500	700	840	864
550	750	940	970
600	800	1170	1200
650	850	1490	1520
700	900	1730	1760
750	950	1830	1870
800	1000	2350	2390
900	1100	3000	3040
1000	1200	4110	4150
1100	1300	5380	5425
1200	1400	6850	6875

Die anderen Konstruktionsdimensionen kleiner Schieber sind aus der Tabelle auf Seite 148 zu entnehmen.

Auch hier werden bei größeren Anlagen seitens der Bauunternehmungen Nachlässe eingeräumt werden. Für die Hauseinleitungen werden kleine Schieber (Fig. 60, $d = 15$ mm) in die Bleirohrleitungen eingebaut. Die Verbindung mit den letzteren erfolgt durch eigene Verschraubungskuppelungen (Holländer, Fig. 61) oder durch sogen. Sauger (Fig. 62).

Lichter Durchmesser D	40	50	60	80	100	125	150	175
Flanschendurchmesser D_1	150	160	175	200	230	260	290	320
Schraubenlochdurchmesser D_2	115	125	135	160	180	210	240	270
Schraubenzahl	4	4	4	4	4	4	6	6
Baulänge B der Flanschenschieber	240	250	260	280	300	325	350	375
Baulänge B_1 der Muffenschieber	110	120	130	150	170	190	210	230
Handraddurchmesser A	140	150	160	180	200	225	250	275
Konstruktionshöhe H	268	292	306	355	394	455	508	562
Innerer Durchmesser des Schutzrohres d	50	50	50	50	60	60	60	60

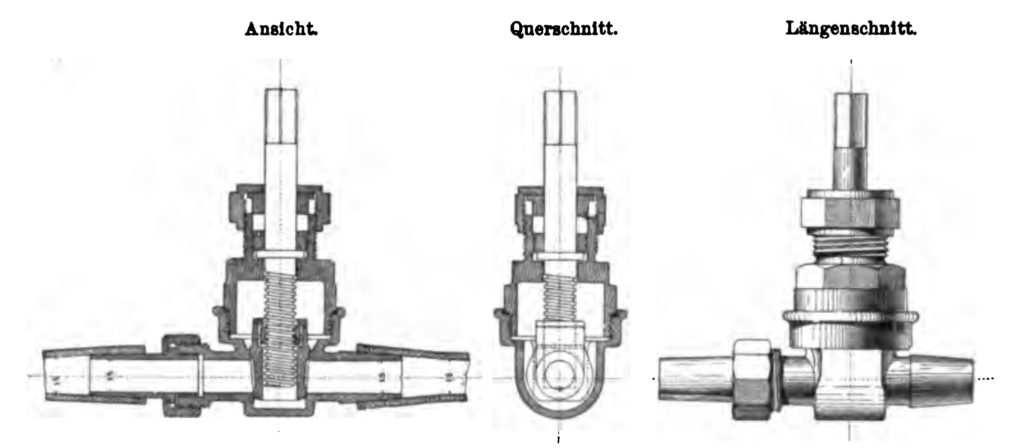


Fig. 60. Schieber $d = 15$ mm.

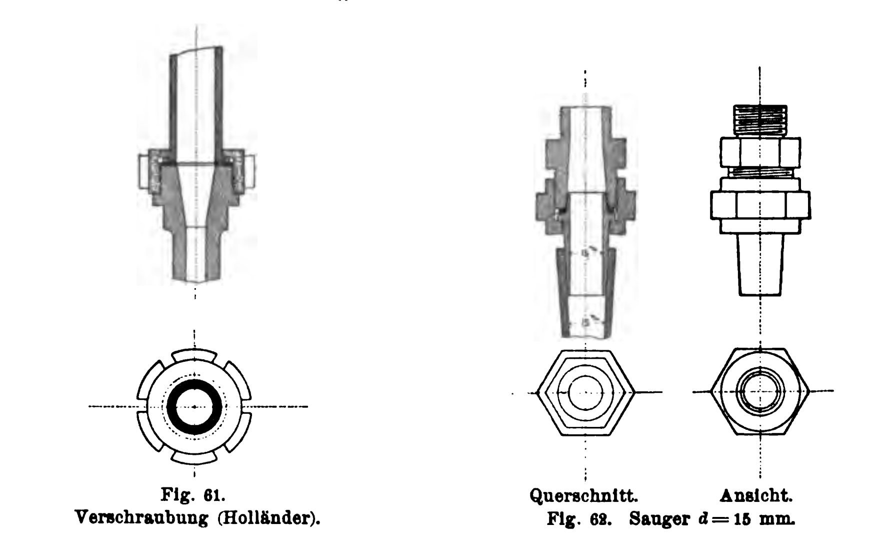
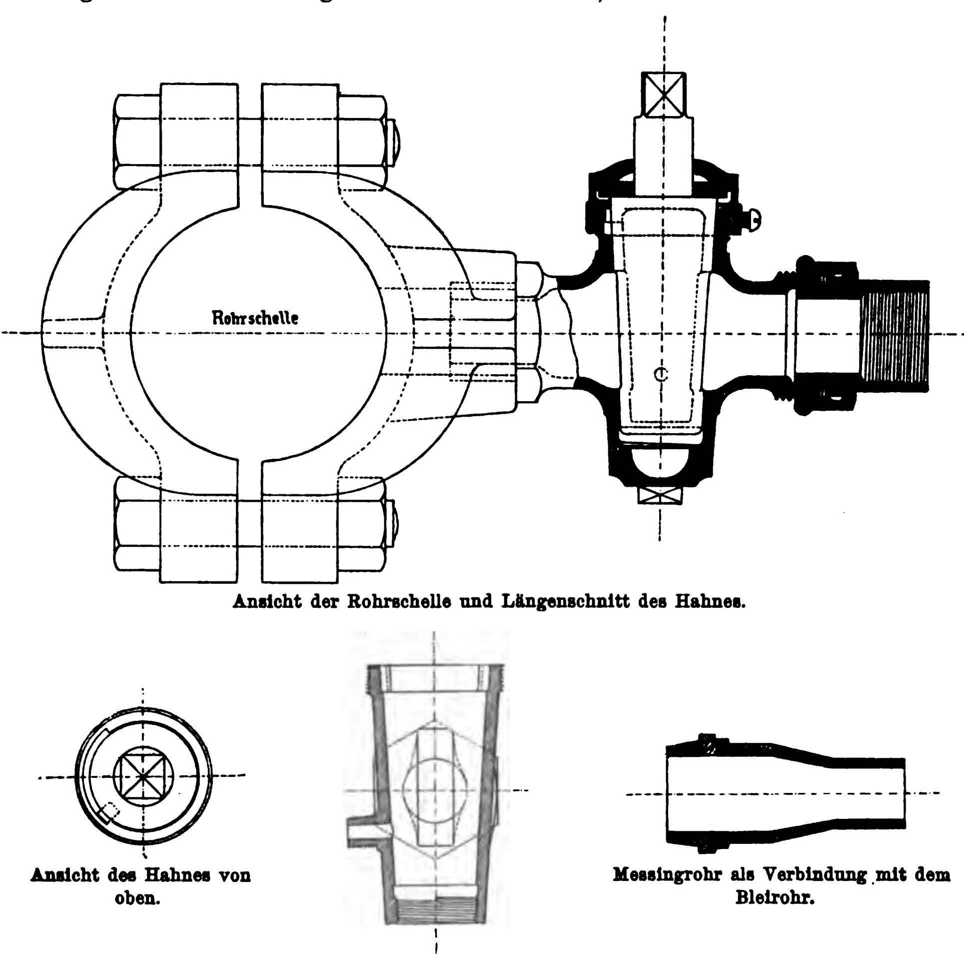


Fig. 61. Verschraubung (Holländer).

Fig. 62. Sauger $d = 15$ mm.

Auf Tafel X ist schematisch die Art der Anlage einer Hausleitung (Hauswasserversorgung) dargestellt. Der unter Druck stehende Straßenrohrstrang wird mittels einer sogen. Rohrschelle angebohrt (Fig. 63). An der

aus zwei Teilen bestehenden, auf das Gußrohr dicht aufzuschraubenden Rohrschelle wird ein Kegel- (Konus) Hahn provisorisch aufgeschraubt, an welchem der mit einer Stopfbüchse versehene Bohrapparat dicht befestigt wird, mittels welchem durch den geöffneten Konushahn die Anbohrung des Straßenrohres erfolgt. Ist die Wandung desselben durchbohrt, so wird der Bohrer so weit



Ansicht der Rohrschelle und Längenschnitt des Hahnes.

Ansicht des Hahnes von oben.

Messingrohr als Verbindung mit dem Bleirohr.

Querschnitt des Anbohrhahnes.

Fig. 68. Rohrschelle mit Anbohrhahn und Entwässerung.

zurückgezogen, daß der Konushahn wieder zugedreht werden kann, worauf das Abschrauben des Bohrapparates (Bohrratsche) und das Anschrauben eines Kniesaugers erfolgt, an welchen die Bleirohrleitung durch Lötung angeschlossen wird. Vor dem Hause (am Trottoir) befindet sich der Hauptabsperrhahn mit Einbaugarnitur (Straßenventil), dessen Konstruktion aus Tafel X zu ersehen ist. Bis hierher werden diese „Hausanschlüsse" in der Regel von der Gemeinde aus besorgt, und hat die letztere das Recht, das Straßenventil, wenn nötig, abzusperren. Die eventuelle Absperrung der Hausleitung durch

den Hausbesitzer erfolgt durch einen eigenen, gewöhnlich im Keller situierten Haupthahn mit Handrad, hinter welchen der Wassermesser gegebenenfalls eingebaut wird. Von dieser Stelle aus kann eventuell eine Verzweigung

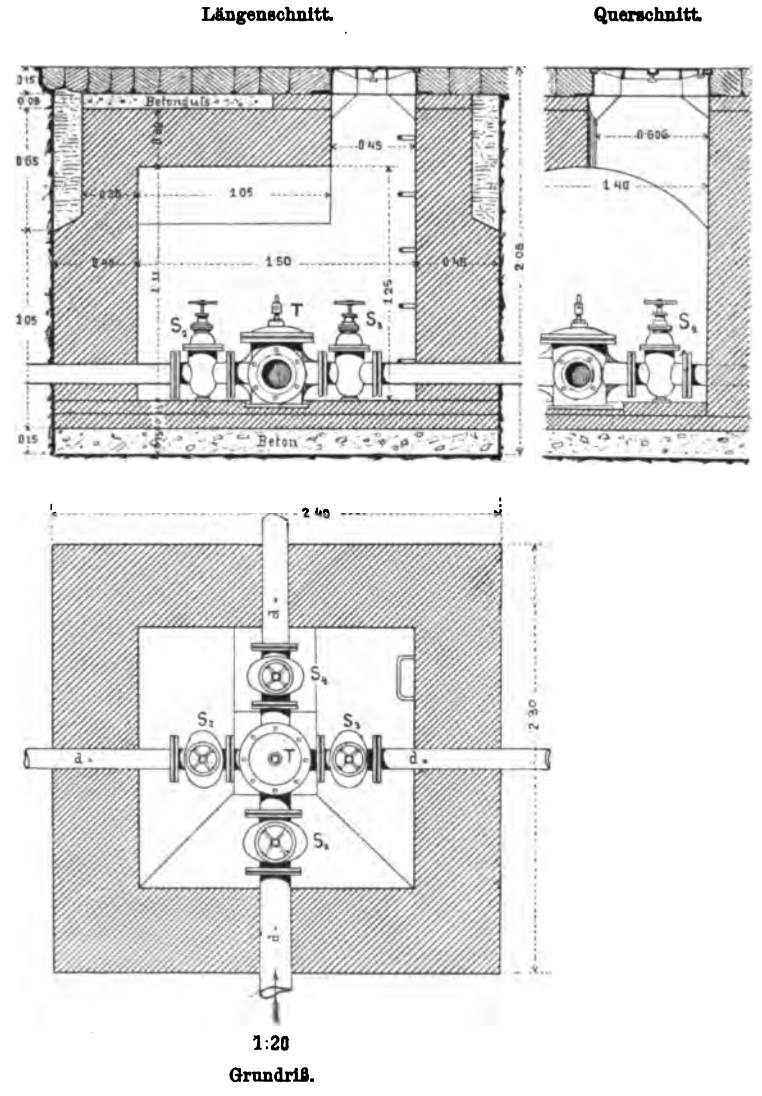


Fig. 64. Teiltopf mit Schacht.

der Bleirohrleitungen nach dem Garten, den Klosetts, Badezimmern und Küchenausläufen etc. erfolgen. Alle Klosettspülungen und Zapfhähne in Küchen und Korridoren sind mit Syphons zu versehen, überdies ist durch eine separate Abfallrohrleitung (größere dünnwandige Eisenrohre) für den Abfluß des überschüssigen Wassers in den Hauskanal Sorge zu tragen. Die Spülung der Klosetts erfolgt seltener direkt aus der Druckleitung, sondern indirekt

durch kleine, 6—15 l fassende, 3—4 m über den Klosetts montierte Blech- oder Gußeisenreservoirs, welche durch die Leitung gespeist und durch einen Schwimmkugelhahn in bestimmter Wasserhöhe abgeschlossen werden. (Mit 6 l kann bereits bei Wassermangel eine genügende Spülung erzielt werden, obwohl in das Projekt 15 l einzusetzen sind.) Für die Hausleitungen (Druckrohrleitung) werden jetzt allgemein geschwefelte Bleirohre verwendet und pflegt man nachstehende Lichtweiten zu geben:

bis ca. 3 Ausläufen	$d = 13$ mm,	bis 20—40 Ausläufen	$d = 30$ mm,
„ „ 10 „	$d = 20$ „	„ 40—60 „	$d = 40$ „
„ 10—20 „	$d = 25$ „	„ 60—80 „	$d = 50$ „

wobei von $d = 40$ mm an nicht mehr Bleirohre, sondern Gußeisenrohre genommen werden.

II. Teiltöpfe.

Der Hauptspeisestrang vom Hochreservoir zur Stadt wird in der Regel bis zu einem Straßenkreuzungspunkte geführt, von welchem nach 2 bis

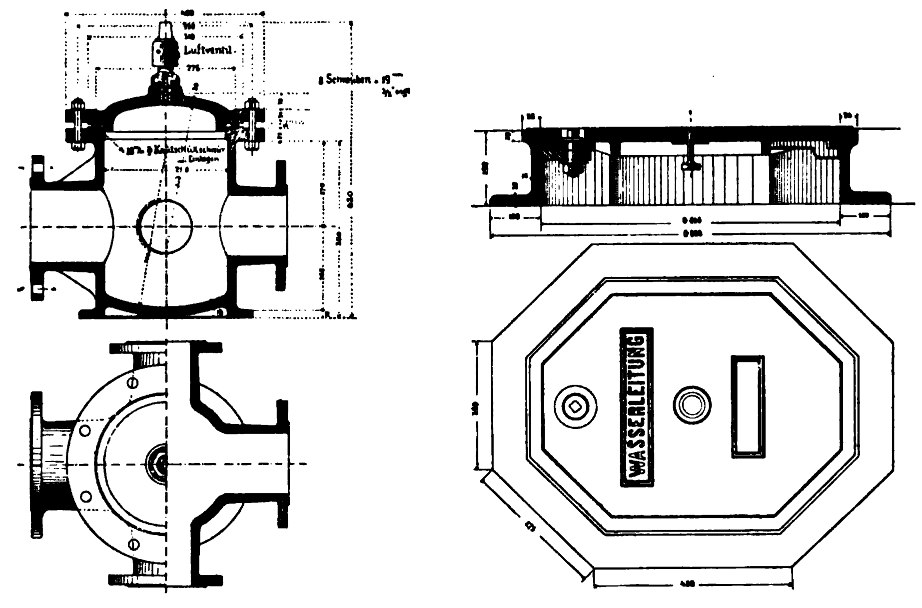


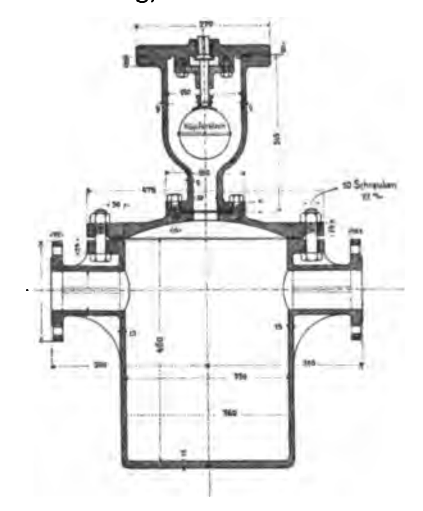
Fig. 65. Teiltopf im Detail (4 armig). Fig. 66. Schachtdeckel im Detail.

3 Richtungen die verschiedenen Hauptstränge des Stadtrohrnetzes abzweigen. Bei einer einfachen Gablung des Rohrstranges kann ein gewöhnliches Abzweigstück mit eingebauten Schiebern genügen. Zweigen jedoch drei oder mehr Leitungen von diesem den Beginn des eigentlichen Stadtrohrnetzes zumeist markierendem Punkte ab, dann kann an dieser Stelle ein Schacht gebaut werden, welcher einen Teiltopf T mit den zugehörigen Absperrschiebern s_1 bis s_4 (Fig. 64) enthält. Mit dem Teiltopfe kann zweckmäßig behufs zeitweiser Entlüftung ein Luftventil, welches am Deckel desselben angeschraubt ist, verbunden werden. Durch diesen Teiltopf wird gleichzeitig

die Kontraktion des Wassers beim Eintritt in die Zweigleitungen auf ein Minimum herabgedrückt. Fig. 65 stellt das Detail eines vierarmigen Teiltopfes im Längenschnitt und Grundriß (halb Ansicht, halb Horizontalschnitt) dar. Die Dichtung des Deckels erfolgt durch einen runden Gummiring von 10 mm Durchmesser. Der 45/60 cm weite Einsteigschacht ist durch einen schweren gußeisernen Schachtdeckel (Fig. 66) verschlossen und mit einem Riegelschloß absperrbar. Der Deckel selbst wird nach Öffnen des Schlosses mittels eines in der Mitte befindlichen losen Bolzens gehoben und seitwärts gelegt. Das Schachtobjekt ist wasserdicht zu mauern und einzuwölben.

III. Schlammtöpfe.

An unzugänglichen oder schwer zugänglichen tiefsten Punkten der Rohrleitung, z. B. bei einer Unterfahrung eines Flusses, ist am tiefsten Punkte, der auf eines der beiden Ufer verlegt wird, oder dort, wo die Herstellung eines Spülauslasses nicht möglich oder zu teuer erscheint, ein Schlammtopf einzubauen, der als gewöhnlicher zweiarmiger Teiltopf mit tieferem Kessel konstruiert werden kann. Die abgelagerten Sedimente sind natürlich nach längeren Zeiträumen zu entfernen. Mitunter wird in Fällen, wo das Wasser viel Luft mitführt, mit dem Schlammtopfe ein selbstwirkendes Luftventil (Fig. 67) verbunden, welches, mit einer hohlen Kupferblechkugel versehen, sich durch den inneren Druck des Wassers schließt. Sammelt sich in dem oberen Teil dieses Apparates viel Luft an, dann wird die Kugel herabsinken, die Luft ausblasen und das Ventil sich wieder schließen. Die Funktionierung dieser automatischen Luftventile ist jedoch keine sichere.

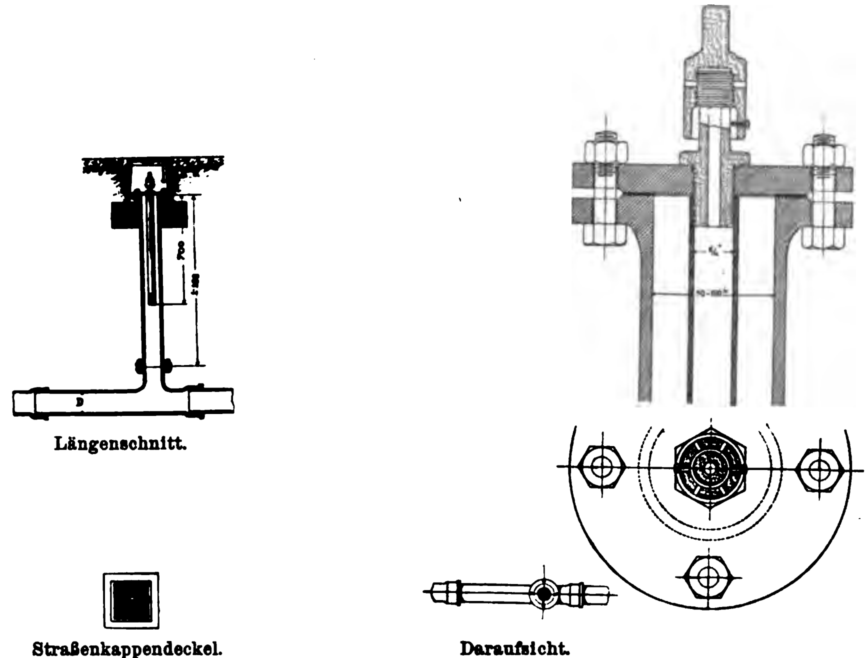


1:5
Fig. 67. Schlammtopf mit Luftventil.

IV. Luftventile.

An allen höchsten Punkten der Rohrleitung (Bruchpunkte in vertikalem und konvexem Sinne) ist für die Möglichkeit einer Entlüftung durch Einbauung von Luftventilen dort Sorge zu tragen, wo dieselbe nicht selbsttätig durch Auslaufbrunnen oder öfteren Gebrauch von Hydranten erzielt wird. Fig. 68 zeigt den Einbau, Fig. 69 das Detail eines Luftventiles mit Straßenkappe. Nach Lüftung einer kleinen Stellschraube wird der obere, mit 6 Seitenlöchern versehene Kopf so weit hinaufgeschraubt, daß diese Löcher mit der Mündung der Aufsatzröhre kommunizieren, worauf zuerst Luft ausbläst, dann Wasser mit Luft (weißer Schaum) und zuletzt reines Wasser ausspritzt, worauf das Ventil wieder geschlossen wird. Ein solches Luftventil samt Einbaugarnitur

stellt sich auf 40 K ö. W., mechanische Luftventile mit einem Schacht und eisernen Deckel pro Stück 100 K.



Längenschnitt.

Straßenkappendeckel.

Fig. 68. Luftventil-Einbau.

Daraufsicht.

Fig. 69. Detail des Luftventiles.

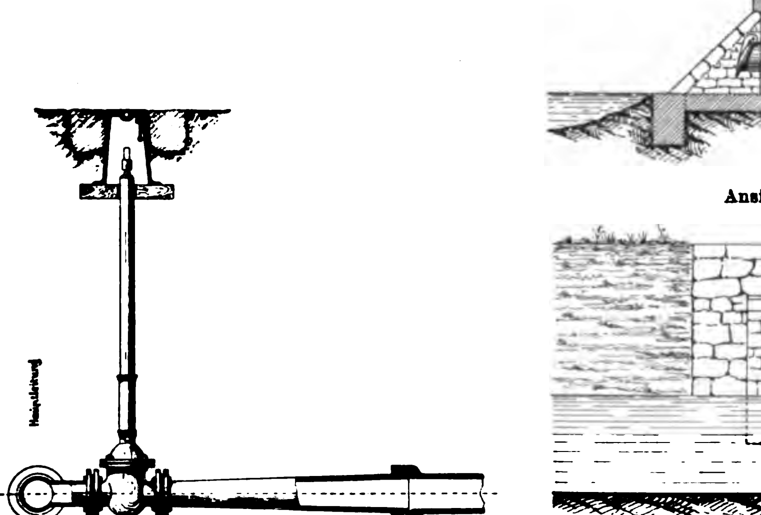
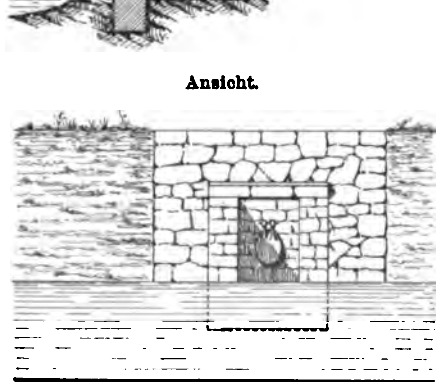


Fig. 70. Spülauslaß ohne Schacht.

Querschnitt.



Ansicht.

Fig. 71. Auslaufobjekt mit Froschklappe.

V. Spülauslässe.

An den tiefsten Punkten der Rohrleitungen, also auch an den Enden der Rohrstränge, kann eine Ausspülung und damit eine Reinigung des Rohr-

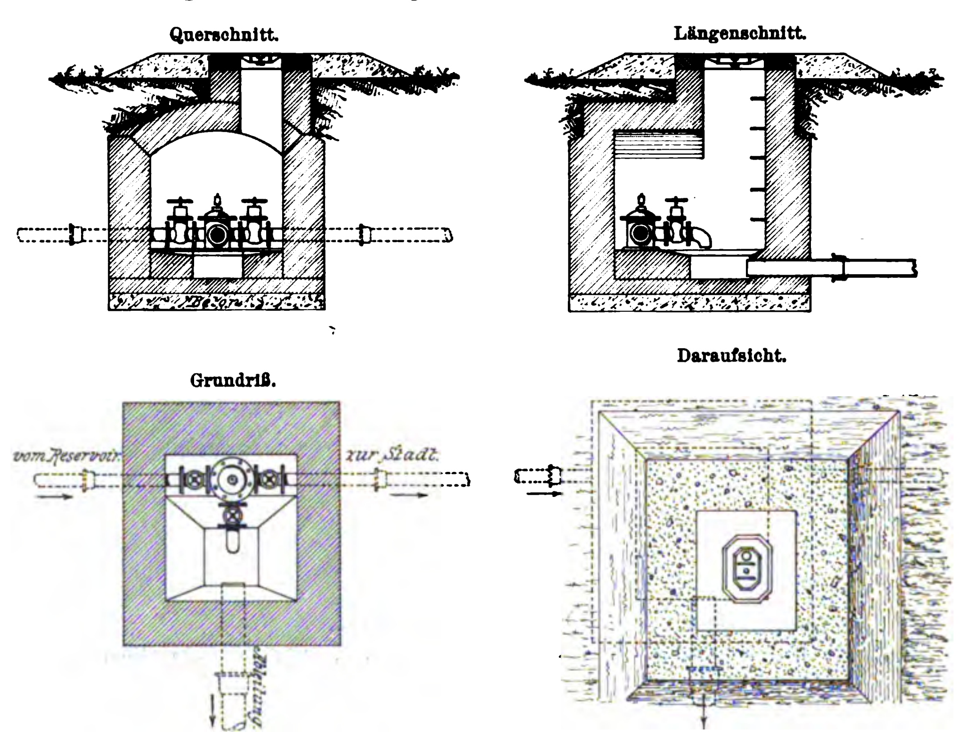


Fig. 72. Spülauslaß mit Schacht.

netzes durch dortselbst angebrachte Hydranten, besser jedoch durch eigene Spülauslässe bewerkstelligt werden. Am einfachsten kann dies in der in Fig. 70 versinnlichten Weise dadurch erfolgen, daß am tiefsten Punkte ein Tstück eingebaut und an dieses ein Ablaßschieber angeschlossen wird. Das durch Öffnen des Schiebers (Straßenkappe) mit Druck ausströmende Wasser reißt alle eventuellen Ablagerungen im Rohre mit und gelangt, durch ein Reduktionsrohr vermittelt, in die größer dimensionierte Ablaßleitung aus Steinzeug und durch diese in den nächstgelegenen Graben oder Bach. An diesem Punkte ist ein Auslaufobjekt zu bauen (Fig. 71). Das letzte Rohr ist wieder aus Gußeisen und durch eine guß-

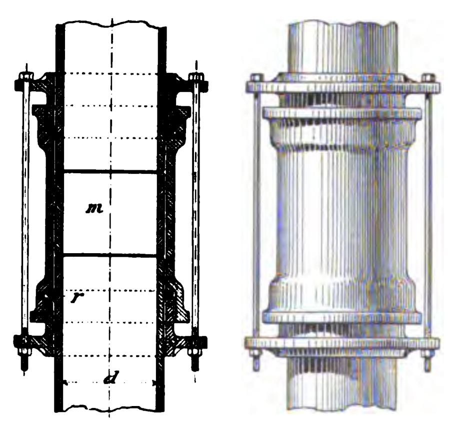
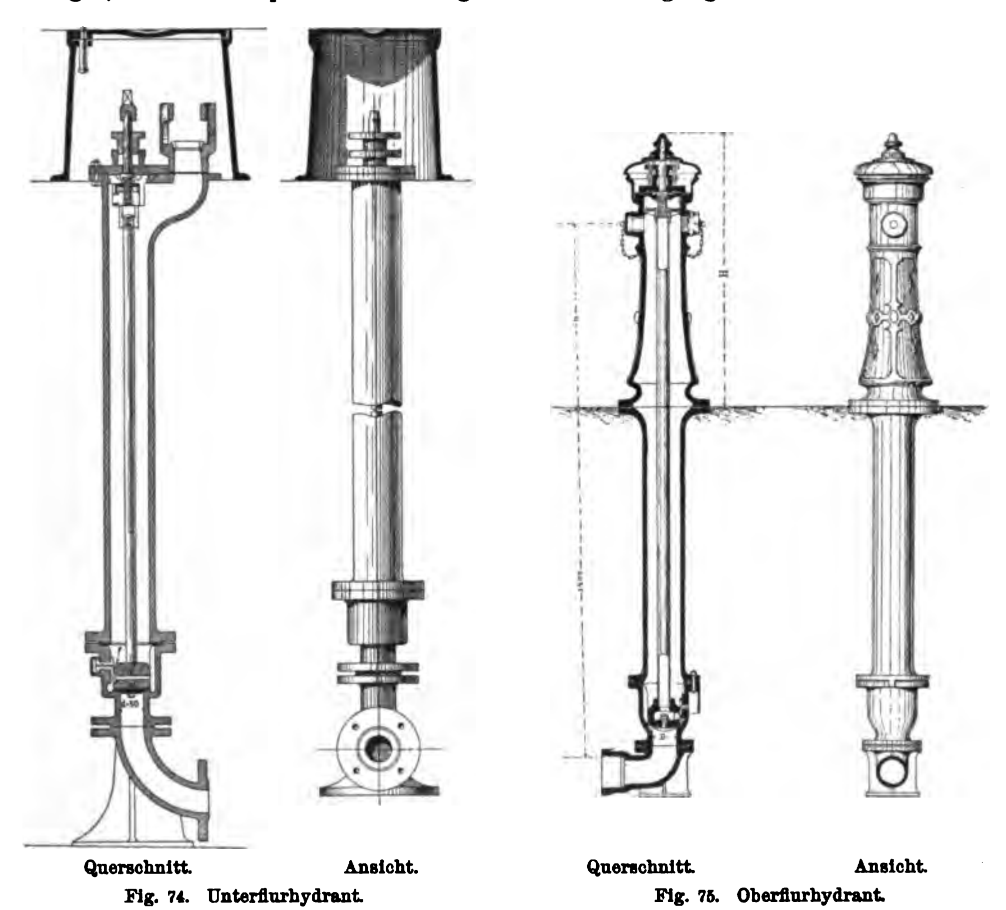


Fig. 73.
Einsatzstücke mit verschraubbaren Übermuffen.

eiserne sogen. Froschklappe verschlossen, welche durch den Druck des Wassers gehoben wird. In soliderer Weise und in Fällen, wo eine Messung des Wassers gleichzeitig mit verbunden werden soll, kann man den Spülauslaß in der aus Fig. 72 ersichtlichen Weise in Kombination mit einem Einsteigschachte durchführen und event. einen Teiltopf einschalten. Haben die Rohrleitungen ein sehr kleines Gefälle und ist der Wasserdruck ein so geringer, daß durch Spülauslässe die gewünschte Reinigung nicht erzielt werden



Querschnitt. Ansicht.
Fig. 74. Unterflurhydrant.

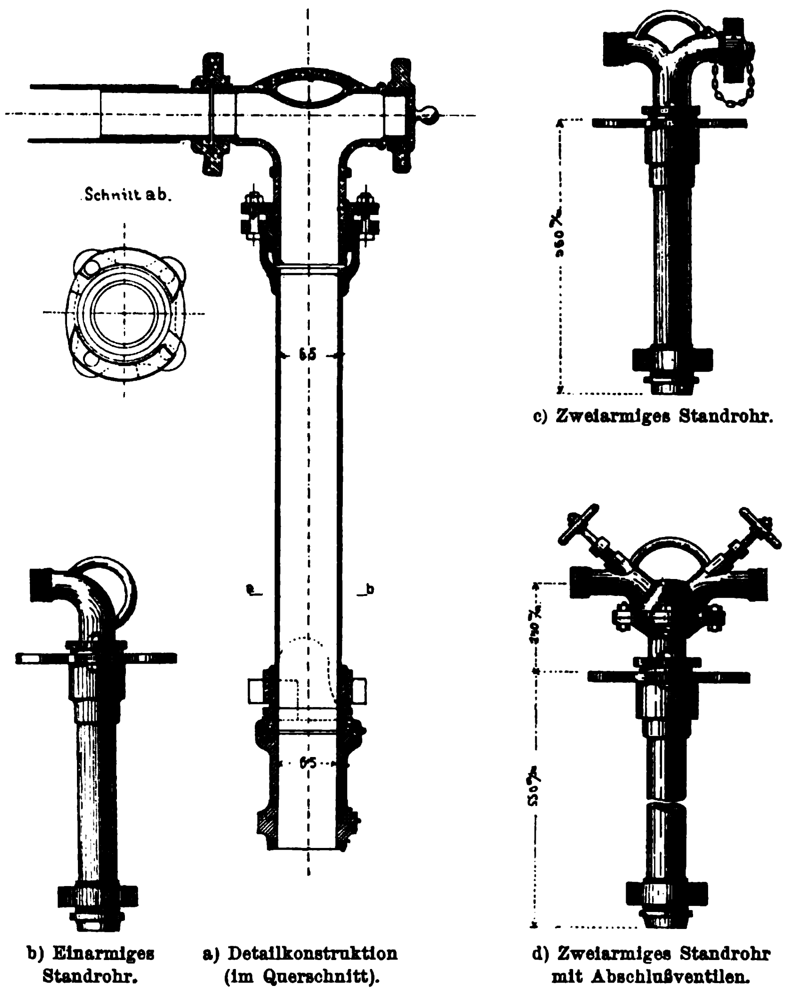
Querschnitt. Ansicht.
Fig. 75. Oberflurhydrant.

kann, so müssen in die Rohrleitung in größeren Entfernungen Röhren mit eigenen Putzöffnungen (durch Deckel verschlossen) oder aber eigene Einsatzstücke mit verschraubbaren Übermuffen (Fig. 73) eingebaut werden, und erfolgt die Reinigung sodann mittels zylindrischer Stahldrahtbürsten, welche an einem Doppelseile unter gleichzeitigem Wassereinfluß hin und her gezogen werden.

VI. Hydranten.

Um das Wasser dem Stadtrohrnetze für öffentliche Zwecke (Straßen- und Parkbespritzung) und Feuerlöschzwecke leicht entnehmen zu können, sind

in Entfernungen von ca. 100 m **Hydranten** einzubauen. Dieselben können entweder im Niveau der Straße liegen (**Unterflurhydranten**) oder aber in Form eines Ständers über Terrain sichtbar sein (**Überflurhydranten**). Die letzteren haben den Vorteil, im Winter stets leicht zugänglich zu sein, sind aber bedeutend teurer und können nur auf dem Verkehr nicht ausgesetzten



b) Einarmiges Standrohr. a) Detailkonstruktion (im Querschnitt). c) Zweiarmiges Standrohr. d) Zweiarmiges Standrohr mit Abschlußventilen.

Fig. 76. Hydrantenstandrohre.

Orten plaziert werden. Unterflurhydranten können überallhin, entweder direkt auf die Rohrleitung oder seitwärts, gesetzt werden; in letzterem Falle werden sie auf einen Fußkrümmer aufmontiert.

Der Unterflurhydrant selbst besteht aus einem weiten Standrohr (Fig. 74), welches am unteren Ende mit einem Ventil verschlossen werden kann und am oberen Ende eine Ausweitung besitzt, welche als Auslauföffnung dient und mit einem sogen. Bajonettverschluß versehen ist. Die Öffnung des Fußventils erfolgt mittels einer Spindel, welche in dem Hydrantenrohr situiert

und am oberen Deckel durch eine Stopfbüchse gedichtet ist. In der in Fig. 74 gezeichneten Stellung ist das Ventil geschlossen und tritt das im Hydrantenrohr stehen gebliebene Wasser durch eine im Fußventilgehäuse befindliche Öffnung in den Untergrund aus. — Der Hydrant wird selbsttätig entwässert. Beim Öffnen des Ventils wird diese Entwässerungsöffnung geschlossen. Die selbsttätige Entwässerung setzt das Vorhandensein eines durchlässigen Bodens und eines tiefer liegenden Grundwasserstandes voraus. Sind diese Bedingungen auf die Dauer nicht vorhanden, dann muß nach jedesmaligem Gebrauch des Hydranten, insbesondere im Winter, durch eine kleine Handpumpe die Entwässerung künstlich bewerkstelligt werden, um ein Einfrieren des Hydranten zu verhindern. Spindelaufsatz und Bajonettverschluß befinden sich in einer Straßenkappe, welche bei der Inbetriebsetzung des Hydranten zu öffnen ist. Auf die Ausflußöffnung wird ein Standrohr aufgesetzt, mit dem Bajonettverschluß durch einfache Umdrehung der Flügelschraubenmutter gedichtet und an die Ausflußöffnung der Spritzenschlauch angeschraubt. Beide müssen das übliche Normalfeuerwehrschlauchgewinde besitzen.

Die Hydrantenstandrohre (Fig. 76) können einen einfachen oder doppelten Auslauf mit oder ohne Abschlußventil besitzen.

Bei Nichtbenutzung beider Anschlüsse kann eine Öffnung mit einer Kapsel verschraubt werden. Die Unterflurhydranten werden mit 50, 65 und 80 mm Durchflußweite gebaut. Bei den Oberflurhydranten entfällt das Standrohr und wird der Schlauch direkt an eine der Kapseln des Hydrantenständers angeschraubt. Die Dimensionen der Oberflurhydranten sind mit Beziehung auf Fig. 75 nachstehende:

Durchmesser D mm	Höhe des Ständers H mm	Höhe h der Ausflußöffnung vom Terrain mm
30	850	600
40	850	600
50	950	650
60	950	650
70	950	650
80	1090	725
90	1090	725
100	1090	725

Die Anschaffungskosten samt Montierung stellen sich bei Unterflurhydranten inkl. kompletter Einbaugarnituren und Straßenkappen:

$d = 80/65$ mm auf ca. 105 K,
$d = 80/80$ „ „ „ 120 „

bei Oberflurhydranten $d = 80/65$ mm auf ca. 150 K pro Stück; ein Fußkrümmer für seitliches Setzen der Hydranten kostet 14 K, ein Stück Hydrantenstandrohr aus Kupfer mit messingenem Oberteil (2teilig) mit Ventilen 125 K. In

allen Orten, wo die Wasserabgabe nicht ausschließlich durch Hauseinleitungen erfolgt, bilden einen wichtigen Bestandteil des Stadtrohrnetzes:

VII. Die öffentlichen Auslaufbrunnen.

Dieselben können permanent laufende Brunnen oder sogen. Sparbrunnen (mit intermittierendem Ausfluß) sein. Die ersteren werden keiner besonderen mechanischen Einrichtung, sondern nur eines Regulierhahnes bedürfen, mittels welchem das Ausflußquantum geregelt wird. Die bauliche Konstruktion eines solchen Brunnens kann etwa nach Fig. 77 erfolgen (Kosten samt Schacht ca. 240 K). Um jedoch die Wasserabgabe ökonomischer zu gestalten, wird man zumeist Sparbrunnen bauen, bei welchen nur durch Druck an einen Hebel oder einen Knopf das Wasser entnommen werden kann. Bei diesen Brunnen muß jedoch nach erfolgter Wasserentnahme das in der Aufsteigröhre verbliebene Wasser sofort wieder in die frostfreie Tiefe hinabsinken, um ein Einfrieren der Brunnenröhre zu vermeiden. Dieses Wasser kann entweder in den nächsten Kanal abfließen oder es sammelt sich in einem Zylinder an, um bei der nächsten Entnahme mit frischem Wasser gemischt wieder zum oberirdischen Ausflusse zu gelangen. Diese letztere Art der Konstruktion rechtfertigt die Bezeichnung Sparbrunnen, während bei der ersteren Art eine einfache Entwässerung wie bei den Hydranten stattfindet, und welche Brunnen nach Type Fig. 77 gebaut werden können.

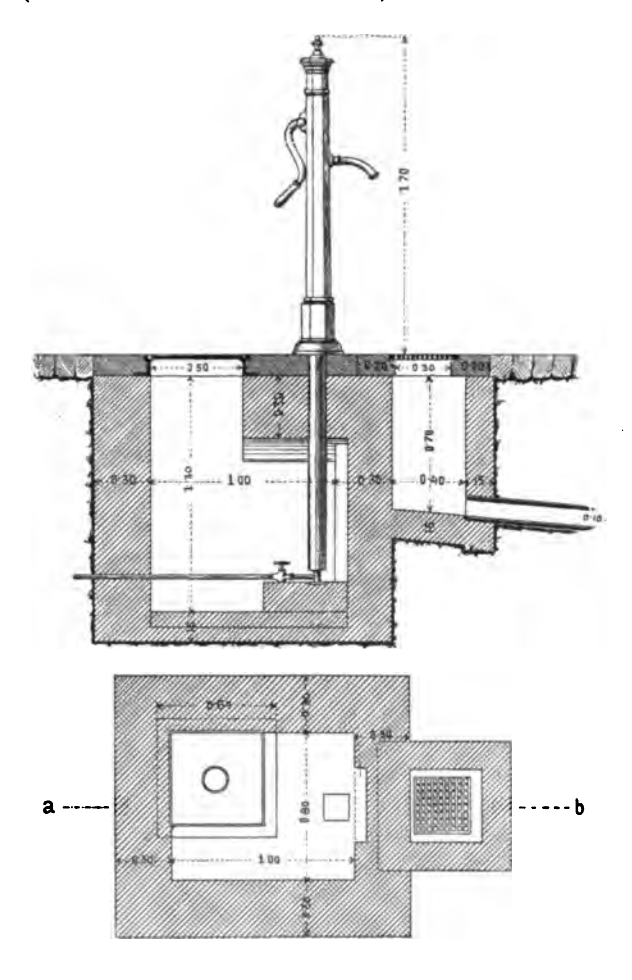


Fig. 77. Einfacher Ventilbrunnen mit Schacht.

Eine rationelle Konstruktion eines Sparbrunnens ist aus Fig. 78 (Patent Bopp und Reuther in Mannheim) zu entnehmen. Will man Wasser ent-

nehmen, so drückt man auf den Hebel *J*, welcher Druck sich auf die Zugstange *g* (Belastungsgewicht) überträgt; hierdurch wird dieses gehoben resp. das damit fest verbundene Brunnenventil *l* geöffnet und das Entwässerungsventil *v* geschlossen. Das Wasser tritt nun durch die Ventilöffnung in den Raum zwischen Ventilkegel und Ventilsitz durch die vier im Ventilkegel sich befindlichen Schlitze in den Injektor (Saugapparat), wo es durch dessen saugende Wirkung den elastischen Gummiring *m* anhebt, das im unteren Teile des Schachtrohres stehende Wasser selbsttätig durch die Öffnungen *o* in der Pfeilrichtung nach dem Steigrohre *t* ansaugt und mit zum Ausflusse bringt. Nach Loslassen des Hebels *J* schließt das Ventil selbsttätig durch die Zugstange (Belastungsgewicht) ab, wobei sich das Entwässerungsventil *v* öffnet und dem im Steigrohre *A* stehen gebliebenen Wasser den Rücktritt in den unteren Raum des Schachtrohres gestattet, von wo es bei der nächsten Wasserentnahme durch den Injektor *e* wieder angesaugt und mit dem übrigen Wasser zum Ausflusse gebracht wird.

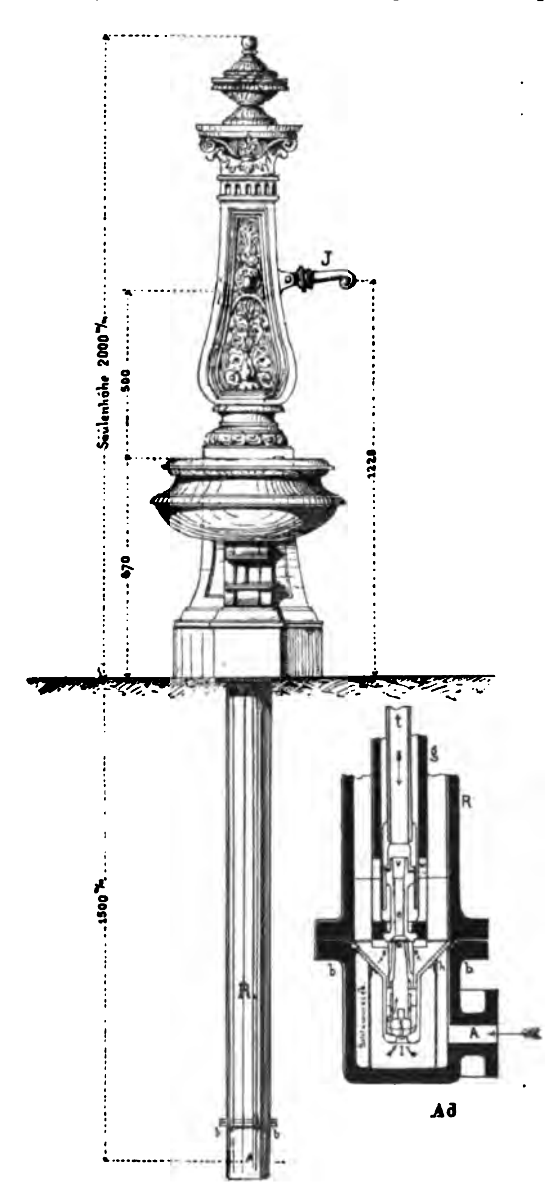


Fig. 78. Sparbrunnen Patent Bopp und Reuther.

Man erkennt, daß durch diese Einrichtung eine Wasserverschwendung und ein Einfrieren des Steigrohres absolut unmöglich ist und kein Entwässerungswasser abgeleitet werden muß. Die Vorzüge dieses Systems sind insbesondere folgende:

1. Einfachste Konstruktion, wobei jeder Teil seinem Zweck entsprechend auf das Solideste ausgeführt ist, daher geringstes Reparaturbedürfnis.

2. Keine Stopfbüchsendichtungen.
3. Leichte und schnelle Zugänglichkeit aller beweglichen Teile durch einfaches Lösen einiger Schrauben, ohne den Brunnen ausgraben oder die Brunnensäule abschrauben zu müssen.
4. Kein gemauerter Schacht; statt dessen ein einfaches billiges Mantelrohr.
5. Zum Schutz gegen Einfrieren des Steigrohres schnellste Entwässerung desselben durch ein genügend großes Entwässerungsventil in den untersten Raum des Schachtrohres, ohne jedoch dieses Wasser ableiten zu müssen.
6. Verlegung aller beweglichen, mit Wasser in Berührung stehenden Teile in den untersten Raum des Schachtrohres, wodurch auch ein Einfrieren derselben verhindert und gerade dadurch sicherste Funktion und einfachste Anordnung erreicht wird.
7. Durch Anwendung eines elastischen Gummiringes an den Saugöffnungen des Injektors ist einem Anfüllen des Schachtrohres mit Wasser beim Zuhalten des Auslaufs vorgebeugt.

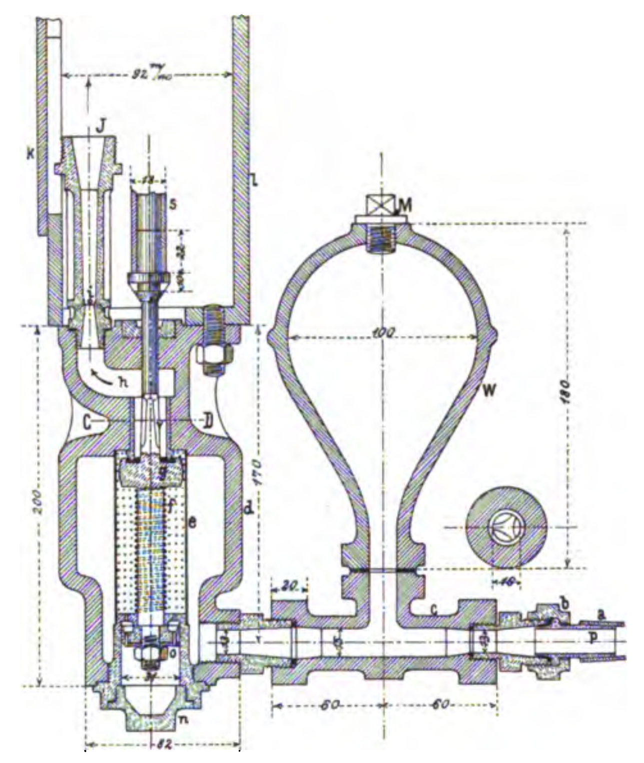


Fig. 79.
Mechanismus eines Sparbrunnens mit Injektor und Windkessel.

8. Möglichste Entlastung sämtlicher Teile von den in der Leitung vorkommenden Stößen:
   a) durch möglichst stoßfreien Schluß des Brunnenventils, da derselbe gegen die Strömung erfolgt,
   b) durch Benutzung des Schachtrohrunterteils als Windkessel,
   c) der Brunnen wirkt als Sicherheitsventil, da der Abschluß durch ein Gewicht für eine bestimmte Anzahl von Atmosphären hergestellt ist.

Die Kosten eines solchen Sparbrunnens belaufen sich auf ca. 400 K ö. W.

Fig. 79 zeigt den Querschnitt einer ähnlichen Konstruktion mit Injektor und Windkessel; der letztere dient zur Aufhebung bezw. Milderung der

hydraulischen Stöße, wenn der Rohrleitungsdruck ein sehr großer ist. Das Wasser tritt durch den Sauger *p* (Messing), welcher in das Bleirohr *a* eingelötet und durch den Holländer *b* mit dem Gußrohr *c* ($d = 15$ mm) verbunden ist, in das Gehäuse *d* ein. Die voll schraffierten Schnitte bedeuten Gußeisen, die gestrichelt schraffierten Schnittflächen Messing oder Rotguß (Bronze). Das Ventil *g* befindet sich in einem durchlöcherten Kupferkorb (Sieb) *e*, welcher jede Verunreinigung des Ventilsitzes durch Sandkörner etc. verhindert.

Durch eine Spiralfeder *f* wird das Ventil *g* an den Ventilsitz angepreßt. Mit dem Ventil steht unterhalb ein mit Öffnungen *o* versehener Kolben in Verbindung. Das Ventil *g* ist im Schnitte *CD* dreieckig und geht die volle, runde Ventilspindel weiter aufwärts in die röhrenförmige Hebeldruckstange *s* über.

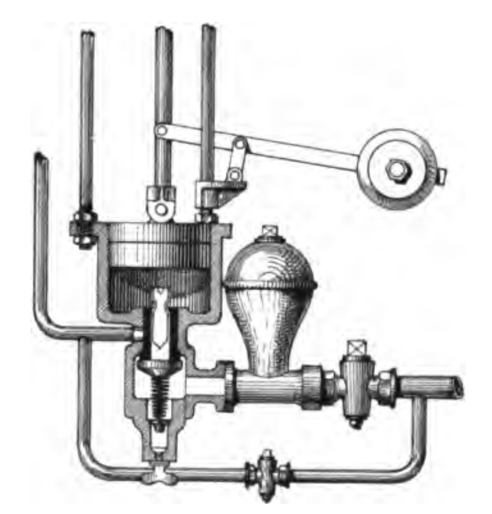


Fig. 80. Mechanismus eines Sparbrunnens, kombiniert mit permanentem Ausfluß.

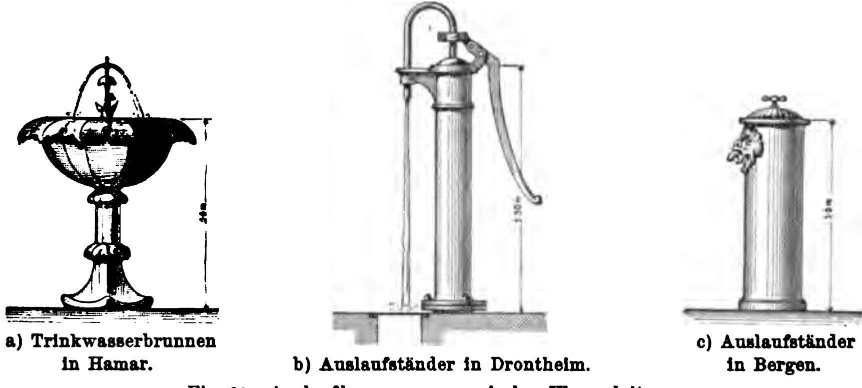
Wird nun die letztere nach abwärts gedrückt, so tritt das unter Druck im Kessel *d* stehende Wasser durch das Sieb *e* und das Ventil *g* in die Öffnung *h*, von hier in den Injektor *J* und weiter in das an letzterem angeschraubte Ausflußrohr (Steigrohr) und gelangt endlich zum Ausfluß. Beim Auslassen des Hebels wird durch die Spiralfeder *f* das Ventil geschlossen, wobei der Kolben *o* ein zu rasches Schließen und damit größere hydraulische Stöße verhindert. Das Wasser aus dem Steigrohr fließt durch die vier schrägen Öffnungen *i* des Injektors aus und sammelt sich teils im Raume *h*, teils im Mantelrohre *l* an. Da beim Öffnen des Ventils resp. Durchströmen des Wassers durch den konisch gebohrten Injektor unterhalb ein Vakuum (Luftverdünnung) entsteht, so wird gleichzeitig das im Mantelrohre in der frostfreien Tiefe angesammelte Rückfallwasser durch die Öffnungen *i* angesaugt und gelangt, gemischt mit frischem Wasser, zum Ausflusse.

An den Endstrecken längerer Leitungen oder an höchsten Punkten werden mitunter kombinierte Auslaufbrunnen eingeschaltet, welche permanent, jedoch sehr schwach laufen und erst beim Niederdrücken des Hebels das volle Wasserquantum liefern. Hierdurch wird einerseits das Wasser in dem Rohrstrange vor Stagnation bewahrt, also immer frisch erhalten, andererseits auf hohen Punkten eine Entluftung bewirkt. Fig. 80 zeigt eine Konstruktion derartiger kombinierter Auslaufständer. Eine kleine Umlaufleitung, welche durch einen kleinen Konushahn in ihrer Ergiebigkeit beliebig reduziert, auch ganz abgesperrt werden kann und in das Steigrohr mündet, liefert das permanente Ausflußquantum, während das durch einen größeren Hahn regulierbare Konsumquantum beim Niederdrücken des Hebels

bezw. des Fußventiles durch einen Kolben direkt in das Steigrohr eintritt. Beim Auslassen des oberirdischen Hebels wird durch einen zweiten unterirdischen Hebel der Kolben und damit die Hebelstange in die Höhe gezogen und das Ventil durch eine Spiralfeder wieder geschlossen. Kolben und Windkessel haben denselben Zweck wie bei der früher besprochenen Konstruktion von Sparbrunnen, und dient der Raum unter dem Kolben als Reservoir für das Abfallwasser, wenn die Umlaufleitung für permanenten Ausfluß ganz abgesperrt, also der Brunnen nur als Sparbrunnen benutzt wird.

Der Kuriosität und Einfachheit der Konstruktion wegen wurden in Fig. 81 drei norwegische Auslaufbrunnen abgebildet:

a) permanent fließender Trinkwasserbrunnen für die Eisenbahnstation Hamar;
b) die Type der Auslaufbrunnen des Wasserwerkes in Drontheim, bei welcher das Steigrohr gleichzeitig mit der Hebel- bezw. Ventilstange kombiniert ist;
c) Auslaufbrunnen der Wasserleitung in Bergen mit Niederschraubventil.



a) Trinkwasserbrunnen in Hamar. b) Auslaufständer in Drontheim. c) Auslaufständer in Bergen.

Fig. 81. Auslaufbrunnen norwegischer Wasserleitungen.

Die beiden letzteren Typen können jedoch zur Nachahmung nicht anempfohlen werden.

J. Abgabe des Wassers.

Die Abgabe des Wassers kann erfolgen:

a) an die Konsumenten in Form von Auslaufbrunnen (kontinuierlich fließende oder Sparbrunnen) oder mittels Hausleitungen, und zwar kann die Abgabe mittels der letzteren entweder frei erfolgen (à discrétion) oder durch Wassermesser und Erhebung eines Wasserzinses pro Kubikmeter bezw. bei freier Abgabe nach der Anzahl der bewohnten Räume oder nach dem Wohnungszins berechnet werden;
b) für öffentliche Zwecke (für Feuerlöschzwecke und zur Bespritzung der Straßen und öffentlichen Gartenanlagen) mittels Hydranten.

Die Abgabe mittels Wassermessers wird sich unter allen Umständen für den industriellen und gewerblichen Konsum empfehlen, während für den Haushaltungsgebrauch die freie bezw. pauschalierte Abgabe zumeist rationeller

und bequemer ist. In den österreichischen Städten schwankt der Wasserzins zwischen 16—40 Heller und beträgt bei den neueren Wasserwerken zumeist 20 Heller pro Kubikmeter abgegebenen Haushaltungswassers. Bei größerer Abnahme für Industrie und Gewerbe (zumeist über 300 m^3) findet eine entsprechende Reduktion des Einheitspreises von 20 bis auf 6 Heller statt. In Deutschland wird für Haushaltungszwecke 5—20 Pf. (6—24 Heller), für Industriezwecke 5—40 Pf. (6—48 Heller) Wasserzins pro Kubikmeter erhoben.

Die Konstruktion der gewöhnlichen Wassermesser für kleinere Wasserabgaben, welche zumeist eine Art von Turbinen darstellen, wurde im I. Bande (Seite 100) beschrieben. Sind jedoch große Wasserquantitäten zu messen, dann werden andere Systeme rationeller arbeiten, von welchen hier speziell der Venturi-Wassermesser hervorgehoben werden soll.

Der Venturi-Wassermesser.

Eines der einfachsten Systeme zum Messen großer Wassermengen in Druckrohrleitungen ist jenes von Venturi, welches eine Genauigkeit der

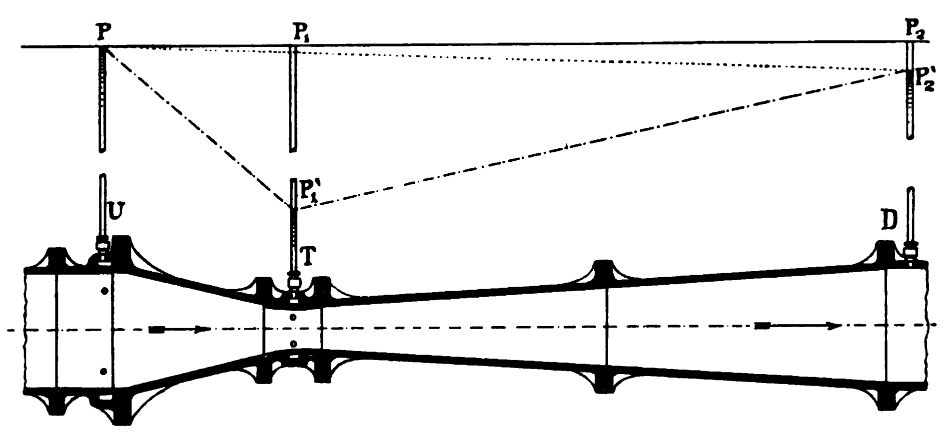


Fig. 82. Venturi-Wassermesser.

Messung bis auf 2 % garantiert, keine mit dem Wasser in Berührung kommenden beweglichen Teile besitzt, einen geringeren Gefällsverlust gegenüber anderen Systemen aufweist und endlich die durchgeflossene Wassermenge mittels Diagramme oder Zählwerk registriert. Dieser Wassermesser kann an beliebigem Punkte in den Rohrstrang eingebaut werden.

Der nach Venturi (Professor an der Universität Bologna, Ende des 18. Jahrhunderts) benannte, vom amerikanischen Hydrotechniker Herschel konstruierte und vom Fabrikanten Kent in London erzeugte Wassermesser beruht auf dem Gesetze der Injektoren und besteht aus einem sich verjüngenden kurzen Konusrohr *UT* (siehe Fig. 82) und zweier oder mehrerer anschließender, sich erweiternder Röhren *TD*. Die beiden Endquerschnitte sind gleich groß und entsprechen dem lichten Durchmesser der kurrenten Leitung, in welche der Wassermesser eingebaut ist. Zwischen beiden Konusröhren ist ein ganz kurzes Flanschenrohr „der Hals" eingeschaltet; die

Innenwandung des letzteren ist mit Vulkanit ausgefüttert und mit kleinen Öffnungen versehen.

Desgleichen befinden sich bei der Eintrittsstelle U gleich große Öffnungen, welche in ringförmige Druckkammern ausmünden, die in den verstärkten Flanschansätzen untergebracht sind. Diese zwei kleinen Druckkammern kommunizieren durch dünne Kupferröhren mit der Registriervorrichtung (Rekorder), welche auf einem oberhalb des Wassermessers oder bis zu einer maximalen Entfernung von 300 m situierten Postament aufgestellt ist.

Unter Umständen kann die Registrierung auf elektrischem Wege auch auf weitere Entfernungen übertragen werden. Die Registriervorrichtung selbst besteht einerseits aus zwei vertikalen, oben geschlossenen Zylindern, die am Boden kommunizieren, also eigentlich ein U-Rohr vorstellen, welches mit Quecksilber gefüllt ist und in welches die dünnen Kupferröhren von der Zufluß- und Halskammer einmünden und somit den entsprechenden Druck in U und T auf die Quecksilbersäulen übertragen. Darüber ist andererseits eine gewöhnliche Registriertrommel mit Uhrwerk angebracht, auf welche das Steigen und Fallen der Quecksilberoberflächen durch aus Eisen oder Vulkanit hergestellte Schwimmer mit daranschließenden Stangen, vermittelt durch Zahnstangen und Zahnräder, graphisch übertragen wird.

Dieses Diagramm kann mit einem Zählwerk kombiniert sein, so daß durch ersteres die Wassermenge pro Zeiteinheit, durch das Zählwerk die gesamte durchgeflossene Menge registriert wird. Wie aus Fig. 82 zu ersehen ist, können diese verschiedenen Druckverhältnisse versuchsweise durch Piezometer (offene Glasröhren) in den Punkten U, T und D direkt abgelesen werden.

Während bei der Geschwindigkeit $v = o$ die Wasserspiegel in den Punkten P, P_1 und P_2 gleich hoch stehen werden, sinkt bei einem $v > o$ das Wasser in P_1 und P_2.

Der Reibungsverlust (die verlorene Druckhöhe) $P_1 P_1'$ wird am größten, jene $P_2 P_2'$ am kleinsten sein und bedeutet letztere den in der Leitung überhaupt eintretenden Gefällsverlust.

Unter der Voraussetzung, daß der Halsquerschnitt $^1/_9$ des normalen Leitungsquerschnittes ist, beträgt bei Annahme der für Wasserleitungen als rationell zu bezeichnenden Durchflußgeschwindigkeit $v = 0{,}61$ m (2 engl. Fuß), die Reibungshöhe $P_1 P_1' = 1{,}57$ m und der Gesamtdruckverlust $P_2 P_2' = 0{,}24$ m.

Bei Annahme der in Rohrleitungen üblichen maximalen Geschwindigkeit von 0,915 m (3 engl. Fuß, also ca. 1 m) steigt $P_1 P_1'$ auf 3,88 m und $P_2 P_2'$ auf 0,58 m.

Auf Grund zahlreicher durchgeführter Versuche mit Röhren von 6 bis 2750 mm Durchmesser haben sich die günstigsten Resultate pto Genauigkeit der Angaben ergeben. In New-Jersey (U. S. A.) wurde bei einem 17 monatlichen Betriebe und einer durchschnittlichen Abgabe von 180000 m³ pro Tag mittels zweier Venturi-Messer von 1220 mm Lichtweite zwischen den Angaben derselben und jener der 11 Abgabemesser an die Interessenten ($d = 300$ bis 1220 mm) eine Differenz von nur $^1/_2$% konstatiert.

Die Venturi-Messer können auch beim Betriebe von Filteranlagen zweckentsprechende Verwendung finden, indem dieselben graphisch die jeweilige Filtriergeschwindigkeit sowie den Widerstand, welcher dem durch das Filterbett durchfließenden Wasser entgegengesetzt wird, anzeigen.

K. Beschreibung ausgeführter kleinerer Wasserversorgungen.

I. Wasserversorgung der Stadt Mährisch-Trübau (Mähren).

Die Erkenntnis der Tatsache, daß mit dem Anwachsen und der Ent wickelung einer Gemeinde sich die Leichtigkeit des Erwerbes und damit der Wohlstand, der mächtigste Faktor für Fortschritt und Kultur, steigert, war neben der Ermöglichung eines größeren persönlichen Schutzes von jeher Ursache der Städtebildung und der allmählichen späteren Ausdehnung derselben wie der Vermehrung ihrer Bewohner. Die Vermehrung der Wohnstätten brachte jedoch eine Reihe von Übelständen mit sich, welche nicht nur die Annehmlichkeit der Existenz in ungünstigem Sinne beeinflußten, sondern auch die Gesundheitsverhältnisse schädigten. Die durch eine dichte Bevölkerung und rasche Entwickelung der Industrie bedingte Verschlechterung der Luft und des Bodens bezw. des Grundwassers drängt die Gemeindevertretungen, der Frage einer rationellen Entwässerung und Bewässerung der Städte näher zu treten, bezw. dieselben durch Kanalisations- und Wasserversorgungsanlagen zu lösen.

So wurde auch seitens der Gemeindevertretung der Stadt Mährisch-Trübau in richtiger Erkenntnis der Nützlichkeit und Notwendigkeit einer den durch die Einbeziehung der Stadt in den Eisenbahnverkehr geänderten Verhältnissen Rechnung tragenden Wasserversorgung bereits im Jahre 1888 die Wasserfrage angeregt und der Verfasser mit der Lösung derselben betraut. Nach Austragung der mit diesem Projekte innig verknüpften wasserrechtlichen Fragen wurde der Bau dieser Anlage erst im Jahre 1896 durchgeführt.

1. Topographische und geologische Verhältnisse.

Vom Gebirgsstocke des Schönhengstes zieht sich gegen Osten ein Höhenrücken hin, welcher vor dem Trübauer Bache bezw. Kreuzberge mehr oder weniger steil abfällt; auf diesem Rücken und dessen Abhängen ist die alte Stadt Mährisch-Trübau erbaut, deren Häuser auch zum Teil den Fuß des Kreuzberges bedecken, zum Teil in die Talniederungen des Trübauer und Lichtenbrunner Baches hinabreichen. Das für die Wasserversorgungsstudien in Betracht gezogene Terrain der Umgebung von Mährisch-Trübau ist geologisch ein sehr verschiedenes. Im allgemeinen zu dem böhmisch-mährischen Kreidemassiv gehörend, liegt der eigentliche Stadtgrund auf der hier ältesten Formation der devonischen Sandsteine und Schiefer, zumeist bedeckt von einer wechselnd mächtigen diluvialen Lehm- (Löß-) Schichte. Die Devonformation tritt bei Trübau nur in beschränkterem Maße zutage und bildet namentlich den Gebirgsstock des Eichwald- und Burgstadtlberges einerseits, des Wach- (Hammer-) Berges und Hutbusches andererseits. Außer den früher erwähnten

Sandsteinen und Schiefer tritt an mehreren Stellen auch devonischer Kalk zutage. In dieser Formation liegt das Quellengebiet des Höllgrabens mit der fürstlich Lichtensteinschen Wasserleitung. Als nächst jüngere, auf dem Devon aufgelagerte Formation ist hier das „Rotliegende“, die untere Dyasformation, anzuführen, welche die ganze Breite des welligen Hügellandes zwischen den beiden von N nach S ziehenden höheren Gebirgskämmen der Steinberge einerseits und dem Schönhengst und Hornberg andererseits einnimmt, in welchem Gebiete alle von W gegen O kommenden, in den Trübauer Bach einmündenden Wasserläufe gelegen sind. In den tieferen Partien ist das Rotliegende von diluvialem Lehm, an einzelnen lokalen Stellen von tertiärem marinen Tegel überlagert. Die Dyasformation ist ziemlich wasserreich, das Quellwasser jedoch zumeist ein weiches. (Hierher gehört das Tschuschitzer und Forellenteich-Quellgebiet, sowie jenes der bestehenden Uttigsdorfer Tiefquellenleitung.) Westlich und östlich ist diese breite Dyasmulde, wie schon früher erwähnt, eingerahmt durch die Gebirgsketten des Schönhengst und der Steinberge, welche beide der Kreideformation angehören. Während die eigentlichen Kuppen aus Plänermergel bestehen, sind die Bergfüße aus Quadersandsteinen, auf welche mitunter auch Ton- und Grünsandschichten auflagern, gebildet. Infolge der starken Zerklüftung sinkt das Wasser in bedeutende Tiefen und kommt durch Spalten am Gebirgsfuße noch in der Kreideformation liegend zutage oder aber kann dasselbe sicher an der Formationsgrenze zwischen Kreide und Dyas erschroten (aufgeschlossen) werden. In dem Kreidegebiet liegen die mächtigsten und anhaltendsten, zugleich auch qualitativ besten Quellen von Langenlutsch und am Hornberge (Silberwasser).

Wie überall, so sind auch hier sehr häufig die oben genannten Gebirgsglieder von einer schwachen alluvialen Humusschichte, in den Tälern zuweilen mit einer Sand- und Schotterschichte bedekt.

Auf Grund der gepflogenen Vorstudien wurde das Langenlutscher Quellengebiet für die Versorgung der Stadt gewählt; allerdings erschwerte die große Entfernung der gewählten Quelle von der Stadt Mährisch-Trübau die Anlage einer Leitung, die Vorteile jedoch, welche eine Wasserentnahme in Langenlutsch wegen der günstigen Höhenlage sowie des langjährig bekannten Wasserreichtums dieser Lokalität bot, überwogen bei weitem diesen Nachteil. Die Höhenlage von Langenlutsch, welches um ca. 50 m höher liegt als der große Platz in Mährisch-Trübau, gestattete die Anlage einer Gravitationsleitung, so daß das Wasser ohne maschinelle Hilfe mit genügendem Druck in die Stadt geführt und bis in den zweiten Stock der Häuser geleitet werden konnte. Der große Wasserreichtum von Langenlutsch bietet ferner Gewähr, daß eine in Zukunft etwa nötige Vergrößerung des Wasserquantums leicht und ohne zu große Kosten erfolgen kann.

Die in Betracht kommende Quelle entspringt in einem ehemals in den Kreidesandstein vorgetriebenen ca. 15 m langen Stollen. Dieselbe wurde in der Zeit zwischen 1888 und 1896 wiederholten Messungen unterzogen und liefert 6—7,5 sl. Rechnet man pro Kopf eine Wassermenge von 60 l täglich, mit welchem Quantum die Bedürfnisse des Einzelnen, der Stadt und der

gegenwärtigen Industrie vollauf befriedigt werden können, so genügt das oben berechnete Wasserquantum für $\frac{604800}{60} = 10000$ Einwohner.

Nach den Angaben der Volkszählung betrug die Bevölkerung

im Jahre 1869 . . . . . 5192 Seelen,
„ „ 1880 . . . . . 6056 „ .

Nimmt man an, daß während dieser Zeit die Entwickelung der Stadt eine gleichmäßige war, so berechnet sich nach der Zinseszinsrechnung die Bevölkerungszunahme pro Jahr mit $p = 100\left[\sqrt[11]{\frac{6056}{5191}} - 1\right] = 1{,}4\,\%$ und daraus die wahrscheinliche Einwohnerzahl von Mährisch-Trübau

für das Jahr 1890 mit 6959,
„ „ „ 1900 „ 7997,
„ „ „ 1910 „ 9190,
„ „ „ 1920 „ 10561,
„ „ „ 1930 „ . . . . 12136.

Diese Einwohnerzahl (10000) dürfte die Stadt Mährisch-Trübau, der im vorhergehenden besprochenen Wahrscheinlichkeitsrechnung gemäß, erst im Jahre 1920 erreichen. Man sieht daraus, daß die von dieser einen Quelle gelieferten Minimal-Wassermengen für voraussichtlich 25 Jahre vollkommen genügen werden. Eine seinerzeit vielleicht notwendige Einbeziehung eines Plus an Quellwasser läßt sich leicht durchführen. Wiederholte chemische und bakteriologische Analysen haben die Vorzüglichkeit dieses Quellwassers erwiesen.

2. Grundlagen für die Berechnung der Rohrkaliber.

Für die Berechnung der Rohrkaliber der Hauptzuleitung wurde eine Bevölkerungszahl von 10000 Einwohnern mit einer Dotation von 60 l pro Kopf angenommen. Unter Voraussetzung dieser Annahme resultiert ein täglich zu förderndes Wasserquantum von $10000 \cdot 60 = \mathbf{600\ m^3} = 6{,}94$ oder rund **7 sl.**

3. Höhenlage des Hochreservoirs und der Quelle.

Nach der Lage der Drucklinie der Hauptzuleitung bei Annahme von 7 sl. Rohrkapazität wurde unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Möglichkeit von Hauseinleitungen die Höhenlage des Hochreservoirs (Kote 389,3 m) mit ca. 27 m über dem großen Platz (Kote 361,6 m) angenommen, während die Quelle in Langenlutsch (Kote 416,0 m) 54 m über dem Stadtplatze liegt.

In Fig. 83 ist das Längenprofil der 6800 m langen Zuleitung ($d = 125$ mm) von der Quellstube bis zum Hochreservoir dargestellt. Der Rohrstrang geht zumeist im Bankett der Bezirksstraße und sind im Zuge dieser Trasse vier Luftventile und vier Spülauslässe eingebaut.

Fig. 84 zeigt in schematischer Skizze (im Maßstab gezeichnet) die Anordnung des Stadtrohrnetzes nach der wirklichen Ausführung mit eingetragenen Hydranten, Schiebern, Auslaufbrunnen und Rohrkalibern in Millimetern. In nachfolgender Tabelle (siehe S. 169 und 170) wurde aus dem ganzen

Stadtrohrnetz die Berechnung der Drucklinie des Hauptstranges (Reservoir bis zum tiefsten Punkte der Stadt, Kote 344 m) und einiger Nebenstränge herausgehoben. Da der maximale Stundenkonsum am Tage des größten Verbrauches ca. $10{,}5\,^0/_0$ des mittleren Tageskonsums pro 600 m^3, also

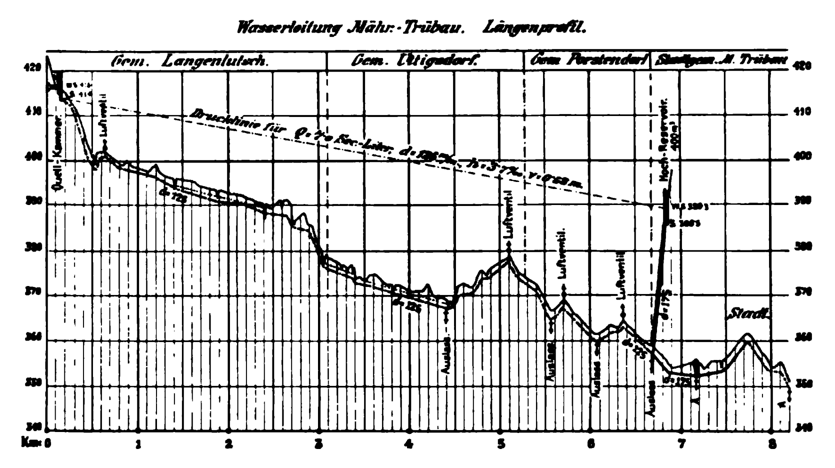


Fig. 83. Längenprofil der Zuleitung zum Hochreservoir.

$Q = 63$ m^3 oder $Q = 18$ sl. beträgt, so würde die erste Strecke des Hauptstranges, mit einem Zuschlag von 4 sl. für einen Hydranten, für ein $Q = 18 + 4 = 22$ sl. gerechnet.

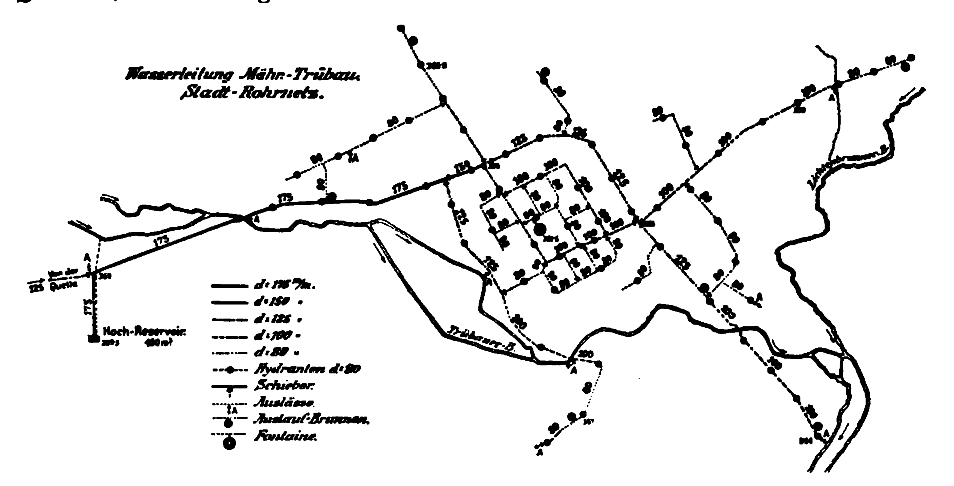


Fig. 84. Situationsplan des Stadtrohrnetzes.

Die bauliche Durchführung der Quellfassung ist aus der früheren Fig. 6, jene des Hochreservoirs aus Tafel VIII zu ersehen und wird auf die bezügliche frühere Beschreibung (S. 131) verwiesen. Die Baukosten dieses Wasserwerkes beliefen sich inkl. der Wasserrechtsentschädigungen auf rund 214000 K, welcher Betrag sich aus folgenden Rechnungsposten zusammensetzt:

Quellfassung	6200 K.
Hauptzuleitung zum Hochreservoir	58400 „
Hochreservoir	19000 „
Stadtrohrnetz	86400 „
Wasserrechtsentschädigungen und allgemeine Kosten	44000 „
Zusammen:	214000 K.

Druckhöhenberechnung der Hauptstränge des Stadtrohrnetzes von Mährisch-Trübau.

Bezeichnung der Strecke:	Distanz m	Sek.-Liter	Rohrkaliber mm	Geschwindigkeit m	Druckverlust ‰	Druckverlust der Strecke m	Kote der Drucklinie	Kote des Terrains	Hydraulische Druckhöhe m
Reservoirsohle	—	—	—	—	—	—	386,50	—	—
Bis Hydrant 1	630	22,0	175	0,92	6,10	3,84	382,66	354,3	28,4
Hydrant 1—2	125	22,0	175	0,92	6,10	0,76	381,90	354,6	27,3
„ 2—3	155	21,68	175	0,90	6,00	0,93	380,97	355,0	26,0
„ 3—4	130	21,32	175	0,89	5,75	0,75	380,22	358,4	21,8
„ 4 bis Abzweigung Rosengasse	85	21,00	175	0,88	5,60	0,48	379,74	359,8	19,9
Rosengasse bis Hydrant 5	40	18,86	150	1,07	9,40	0,38	379,36	361,6	17,8
Hydrant 5 bis Teiltopf I	35	18,76	150	1,06	9,35	0,33	379,03	362,0	17,0
Teiltopf I bis Hydrant 6	65	15,54	125	1,25	15,30	1,00	378,03	362,6	15,4
Hydrant 6—7	160	15,38	125	1,24	15,00	2,40	375,63	359,2	16,4
„ 7—8	105	14.98	125	1,21	14,35	1,51	374,12	357,5	16,6
„ 8—9	165	14,72	125	1,20	13,90	2,29	371,83	355,2	16,6
„ 9 bis Teiltopf II	25	14,31	125	1,17	13,30	0,33	371,50	355,2	16.3
Teiltopf II bis Hydrant 22	60	11,64	125	0,95	9,10	0,55	370,95	354,2	16,8
Hydrant 22—23	100	11,34	125	0,93	8,75	0,88	370,07	350,0	20,1
„ 23—24	105	10,84	125	0,89	8,00	0,84	369,23	346,2	23,0
„ 24—25	130	10,32	100	1,32	20,40	2,65	366,58	346,5	20,1
„ 25—26	100	9,67	100	1,23	18,40	1,84	364,74	346,0	18,7
„ 26—27	120	9,17	100	1,18	16,80	2,02	362,72	346,0	16,7
„ 27—28	115	4,57	100	0,58	4,85	0,56	362,16	343,7	18,5
Abzweigung Zwittauer Gasse	—	—	—	—	—	—	379,03	—	—
Bis Hydrant 16	105	8,51	125	0,69	5,22	0,55	378,48	363,6	14,9
Hydrant 16—17	100	4,25	100	0,57	4,10	0,41	378,07	364,5	13,6
Abzweigung Herrengasse, Großer Platz	—	—	—	—	—	—	379,03	—	—
Bis Abzweigung Frohngasse	90	10,62	125	0,87	7,70	0,69	378,34	361,8	16,6
„ Hydrant 18	5	9,51	125	0,78	6,35	0,03	378,31	361,8	16,5
Hydrant 18 bis Abzweigung Röhrengasse	80	9,49	125	0,77	6,30	0,50	377,81	361,5	16,3
Röhrengasse bis Großer Platz	15	9,10	125	0,74	5,88	0,09	377,72	361,8	15,9
Großer Platz bis Hydrant 19	50	8,52	100	1,09	14,61	0,73	376,99	361,3	15,7

Bezeichnung der Strecke:	Distanz m	Sek.-Liter	Rohrkaliber mm	Geschwindigkeit m	Druckverlust ‰	Druckverlust der Strecke m	Kote der Drucklinie	Kote des Terrains	Hydraulische Druckhöhe m
Hydrant 19 bis zur Ecke . .	70	8,40	100	1,08	14,25	1,00	375,99	361,3	14,7
Ecke bis Hydrant 20	40	8,40	100	1,08	14,25	0,57	375,42	361,0	14,4
Bis zur Ecke	50	8,2	100	1,04	13,50	0,68	374,74	360,1	14,6
„ ab Ledergasse	10	8,2	100	1,04	13,50	0,14	374,60	359,8	14,8
„ Hydrant 21	40	4,1	100	0,52	3,90	0,16	374,44	359,1	15,3
Ledergasse	—	—	—	—	—	—	374,60	—	—
Bis Hydrant 36	70	4,17	80	0,84	11,30	0,79	373,81	358,5	15,3
Abzweigung Großer Platz, West-Nord	—	—	—	—	—	—	377,72	—	—
Bis Hydrant 32	50	8,54	100	1,09	14,62	0,73	376,99	361,8	15,2
Hydrant 32—33	95	4,41	80	0,88	12,40	1,18	375,81	361,3	14,5
Abzweigung Röhrengasse . . .	—	—	—	—	—	—	377,81	—	—
Bis Hydrant 34	80	4,20	80	0,84	11,40	0,91	376,90	359,8	17,1

II. Das Wasserwerk der Stadt Teschen (Österr.-Schlesien).

Im März 1892 seitens der Gemeindevertretung der Stadt Teschen als technischer Sachverständiger für die Lösung der Frage der Wasserversorgung dieser Stadt berufen, wurden in den Jahren 1892/93 die bezüglichen hydrotechnischen Erhebungen gepflogen, auf Grund derselben sodann im März 1894 das bezügliche Projekt vorgelegt, welches noch in demselben Jahre zur baulichen Durchführung gelangte. Als Sachverständiger der Gemeindevertretung mußte der Verfasser bei Aufstellung des Programms über die durchzuführenden Vorarbeiten neben der Aufgabe, ein Wasserbezugsgebiet zu finden, das in qualitativer wie quantitativer Hinsicht sichere Gewähr für den ungestörten Bezug des Wassers für jetzt und künftige Generationen zu bieten imstande ist, auch den Standpunkt größtmöglichster Bauökonomie und minimalster Betriebskosten nicht außer acht lassen. Aus diesem Grunde war das Arbeitsprogramm in nachstehenden Punkten fixiert. Quantitativ und qualitativ günstige Resultate vorausgesetzt, waren in erster Linie natürlich zutage tretende Quellwasser in möglichst größter Nähe der Stadt und entsprechend hoch gelegen, also eine möglichst kurze Gravitations-Hochquellenleitung in Aussicht zu nehmen. Im Falle diesbezüglicher ungünstiger Studienerfolge mußten auch die weiteren Quellengebiete untersucht werden; sobald die Zuleitungslänge eine bedeutendere wird, treten die Baukosten der Zuleitung gegenüber den Bau- und Betriebskosten einer nahe der Stadt gelegenen Grundwasser- oder Tiefquellenleitung mit maschineller Hebung schon in ein gleiches oder ungünstigeres Verhältnis. Waren auch die Studien für eine nahegelegene Grundwasserversorgung von ungünstigem Erfolge begleitet, dann mußten immer bei Aufrechthaltung einer möglichen Erweiterung der Wasserversorgung für spätere Generationen auch die weitesten Gebiete in hydro-

technischer und geognostischer Beziehung durchforscht werden. Leider mußte für Teschen der ganze oben geschilderte Weg durchwandert werden, aus welchem Grunde auch die im Frühjahr 1892 begonnenen Vorstudien erst im Dezember 1893 zum Abschluß gebracht werden konnten.

Wenn schon die Idee, das nötige Wasser in geschlossener Menge in nächster Nähe der Stadt zu finden, infolge der ungünstigen Resultate der Vorerhebungen zuletzt aufgegeben werden mußte, dann war es geboten, so weit in das Flußgebiet hinaufzugehen, bis die nötige Höhe zur Beschaffung einer Gravitationsleitung gewonnen wurde. Die Studien in den anderen Quellengebieten waren insoweit von ungünstigerem Erfolge begleitet, als die Quantität der Quellen in jedem einzelnen Gebiete vollständig unzureichend gefunden wurde. Nur das Studium der Quellengebiete des Tyrra- und Nieborowkabaches wies, wenn auch sehr weit gelegen, doch bezüglich der Quantität die vorzüglichsten Resultate auf. Hier sind sowohl im Gebirge ergiebige Quellen vorhanden, wie auch eben solche in den vorgelagerten Schotterkegeln des Gebirges in Form von Grundwasser, d. h. nicht zutage getretenen Quellwassers, überall erschlossen werden können. Die topographischen und geologischen Verhältnisse sind für die Quellenbildung außerordentlich günstig. Die Quellen des Tyrragebietes, speziell am Fuße des Gebirges, haben ein Niederschlagsgebiet von 21,6 km^2 (Einzugsgebiet), welches zum größten Teil bewaldet und nur wenig bewohnt ist, und auf welches große Regenmengen niederfallen. Das Gebirge gehört der Kreideformation an. — Der Beschaffenheit des Godulasandsteines entsprechend, welcher das Hauptmassiv dieses Gebirgsstockes bildet, gehört das Wasser zu den sehr weichen, ist jedoch vom sanitären Standpunkte als Trinkwasser sehr geeignet, wie es auch für alle Nutz- und Industriezwecke in allen Fällen bestens verwertet werden kann. Die Spalten und Klüfte des Sandsteines nehmen das Meteorwasser auf und führen es in die Tiefe, wodurch eine Zersplitterung der Wasserlieferung schon in den höheren Schichten hintangehalten und die Bildung ergiebiger, geschlossen fließender Quellen ermöglicht wird. — Ein großer Teil dieses Wassers gelangt bis in die Niederung und fließt hier in zahlreichen starken Adern in jenes Geschiebe ein, welches am Fuße des Gebirges, den Übergang in das Tal vermittelnd, vorgelagert ist. In diesem Schuttkegel findet es einen ausgedehnten vorzüglichen Rezipienten, indem es sich beim Austritt aus dem engen Gebirgstale fächerförmig ausbreitet und mit abnehmender Geschwindigkeit niederfließt. Stellenweise ist diese durchlässige wasserführende Schichte nur in geringerer Mächtigkeit über der undurchlässigen unterliegenden Schichte gelagert, daher nicht imstande, in seinen Zwischenräumen allem zufließenden Wasser Raum für die unterirdische Fortbewegung zu geben. An diesen Stellen tritt das Wasser als Quelle zutage. Wo dies nicht der Fall ist, da bewegt sich dasselbe als Grundwasser noch eine geraume Strecke weiter, um die Gelegenheit zum oberirdischen Ausfluß weiter unten, vielleicht erst im Flußbette selbst zu finden. Um bezüglich der Konstantheit und Möglichkeit der Bildung größerer Quellen bezw. Grundwassermengen in dem vorliegenden Tyrraquellgebiete für andere Jahre Anhaltspunkte für die Beurteilung der Größe etwa eintretender abnormaler

Minimas zu erhalten, wurde nebst Abteufung mehrerer Probebrunnen und wiederholter Messung derselben auch auf rechnerischem Wege und basiert auf die vieljährigen Erfahrungen und Messungen der Abflußmengen im Bečwagebiete (gleichfalls aus Karpathensandstein bestehend) die Menge der Quellwassermengen aus den gefallenen Regenmengen in folgender Weise bestimmt:

1. Durchschnittliche Quellwassermenge pro Tag, aus der jährlichen Regenmenge berechnet. Für die 9 Beobachtungsjahre 1885—1893, seit welcher Zeit die Station Teschen besteht, kann für das Quellengebiet der Tyrra eine jährliche Regenhöhe von ca. 1000 mm angenommen werden. Das Niederschlagsgebiet beträgt 21,63 km^2. Wir erhalten somit 21630000 m^3 Regenmenge pro Jahr. Von dieser gelangen zum oberflächlichen Abflusse ca. 60 %, zur Verdunstung 20 %, es versickern daher und bilden Quellen oder Grundwasser im Jahre 20 % der Regenmenge, d. h. 4326000 m^3 oder pro Tag 11850 m^3. Da Teschen damals ca. 16000 Einwohner zählte, so beträgt der Tagesbedarf bei einer Annahme von 100 l pro Kopf und Tag bloß 1600 m^3 oder 18,5 sl. permanenten Zufluß. Es entsprechen also obige 11850 m^3 dem 5 fachen späteren Bedarf für Teschen pro 2400 m^3, wenn eine Einwohnerzahl von 24000 Köpfen in Rechnung gezogen wird. (Der mittlere Zuwachs pro Jahr betrug nach den Volkszählungen 1857, 1869, 1880, 1890 je 2,14 — 3 — 1,05 %, und betrug die Einwohnerzahl im Jahre 1890 inkl. Militär 15220 Köpfe. Der größte Zuwachs wurde nach Erbauung der Kaschau-Oderberger Bahn 1869 konstatiert.)

2. Minimale Quellen- (bezw. Grundwasser-) Mengen aus dem kleinsten beobachteten Quartal berechnet. Für das Stadtgebiet wurde in den 9 Jahren als Minimum das Winterquartal 1890 mit 60 mm Regenhöhe konstatiert. Trotzdem berücksichtigt werden muß, daß in dem höher gelegenen waldreichen Quellengebiete der Niederschlag nach bekannten Tatsachen viel größer gewesen sein muß, trotzdem weiter zu beachten ist, daß im Winter der Bedarf an Nutzwasser in der Stadt durch Wegfall der Straßen- und Gartenbespritzungen etc. bedeutend geringer ist als im Sommer, wurde doch der Sicherheit wegen mit diesem Minimum von 60 mm gerechnet. Wir erhalten für drei Monate 1297800 m^3 Regenmenge. Rechnen wir 60 % Abflußquote und des Winters wegen bloß 10 % Verdunstung, so erhalten wir somit 30 % für Grundwasserbildung, d. i. 389340 m^3 für 90 Tage, also 4326 m^3 pro Tag, gegenüber 2400 m^3 Bedarf, es ist also nahezu der doppelte Bedarf gedeckt. Aus den meteorologischen Tabellen der seit langem bestehenden Station Brünn ist zu ersehen, daß das Jahr 1893 eines der regenarmsten Jahre in Mähren seit 1848 war, was auch für Schlesien im großen ganzen angenommen werden konnte.

Auf Grund des genehmigten Projektes wurde im Mai 1894 mit dem Bau dieses Wasserwerkes begonnen und dasselbe im Frühjahr 1895 vollendet.

Baubeschreibung.

a) Wassersammelanlage.

Die in erster Linie vorgenommenen Bauarbeiten erstreckten sich auf die baulich rationelle und dabei vollständige Erschließung und Sammlung des

Grundwassers (nicht zutage getretenen Quellwassers) in der Gemeinde Oldrzychowitz. Diese Aufschließungsarbeiten bestanden in tiefen Drainagen, an deren Vereinigungspunkten sich Sammelschächte befinden, von welchen aus durch gußeiserne Leitungen das gesammelte Wasser in ein Wasserschloß geführt wird. Es wurden im allgemeinen senkrecht zur Grundwasserstromrichtung Gräben 4—5 m tief ausgehoben. Die Länge dieser Gräben beträgt im ganzen 1500 m. In diese Gräben wurden sodann in der oberen Hälfte gelochte glasierte Steinzeug-Tonrohre von 250 mm Lichte so eingelegt, daß sie zur Hälfte in gewachsenem Boden eingebettet sind. Über diese Tonrohre, welche nur lose ineinander gesteckt oder mit Hanfstrick und Letten gedichtet sind, wurde reiner, gewaschener Flußschotter in einer Mächtigkeit von 30 cm über der Rohroberkante eingebracht, über welchen eine Stampfbetonlage von 15 cm und darüber ein Lettenschlag kam. Das übrige Material wurde in Schichten von 30 zu 30 cm eingebracht und festgestampft (Taf. IV, Fig. 11). Der Drainagegraben selbst wurde dann an der Oberfläche besämt. Um den Einlauf des Grundwassers in die Sickerrohre leichter zu ermöglichen, wurden in dem Rohrgraben von 4 zu 4 m kleine Stauwerke quer über den Graben und in der Höhe bis zur Betonlage aus Stampfbeton hergestellt. Am Ende jedes längeren Sammelstranges wurden Entlüftungsrohre (Steinzeugrohre) bis 50 cm unter Terrain eingebaut, welche Rohre in einen gemauerten Schacht einmünden (Taf. IV, Fig. 9 und 10). Über Terrain gehen diese Tonrohre in ein schmiedeeisernes Ventilationsrohr über. Am Ende dieser Drainstränge werden gemauerte Sammelschächte aufgeführt (Taf. IV, Fig. 7 und 12). Diese Schächte haben eine Weite von 1,50 . 1,50 m im Lichten und sind vollständig in Stampfbeton hergestellt; sie erhielten eine solche Tiefe, daß das Wasser aus den Drainagen frei einfließt, was dadurch erreicht wird, daß das Ablaufrohr mit der Oberkante 20 cm tiefer liegt als die Unterkante des Einlaufrohres. Die Sohle des Schachtes liegt 50 cm tiefer als die Unterkante des Ablaufrohres. Durch diese Ausführungsart lagern sich aus den Drainagen die mitgerissenen Sand- und Schlammteilchen hier ab und können von Zeit zu Zeit mit Hilfe der angeordneten Leerlaufleitung, kombiniert mit einer Umlaufleitung, entfernt und so der Schacht gereinigt werden. Die Anordnung einer Umlauf-, zugleich Leerlaufleitung hat auch den Vorteil, daß man beliebig eine oder die andere Fassung ausschalten kann. Von einer separaten Leerlaufleitung wurde Abstand genommen, da die Kosten derselben infolge des geringen Terraingefälles sehr große gewesen wären. Es wurde nämlich, wie schon erwähnt, anstatt dieser eine Umleitung bei den Schächten gemacht, wodurch man durch Schieberstellung das Wasser aus den Drainagen direkt in das Ablaufrohr von den Quellschächten leiten kann. In dieser Zuleitung zum Wasserschloß ist an jenem Punkte, wo die normale Tiefe von 1,7 m erreicht ist, der eigentliche Entleerungsschacht angebracht, durch dessen Entleerungsleitung man das Wasser aus den Drainagen, welche durch die Umleitung in diesen Schacht kommen, ableiten kann (Taf. IV, Fig. 14 und 15).

Die Sohle des Schachtes ist betoniert, sowie die seitlichen vom Wasser benetzten Flächen mit reinem Portlandzement verputzt und verschliffen. Der

übrige Teil des Schachtes ist roh verputzt und der ganze Schacht ringsum mit Letten ausgestampft, um ein Eindringen von Tagwasser zu verhindern. Der Schacht ist mit einem verschließbaren gußeisernen Deckel abgedeckt. Zum Einsteigen sind Steigeisen angeordnet. Die eventuellen später durchzuführenden Fassungen der Hochquellen im Tyrratale, als Erweiterung der bestehenden Sammelanlage, werden sich einfacher gestalten, indem dieselben aus festem Felsen kommen. Diese Quellen werden aufgedeckt und denselben in Form eines Stollens bis auf 6 m nachgegangen. Der Stollen erhält ein lichtes Profil von 1,6 . 0,8 m, und ist in der Sohle eine Rinne auszuspitzen. Der Vortrieb desselben muß so geschehen, daß die Quellen über der Sohle austreten und in der Kunette zu der am Eingange des Stollens zu errichtenden Quellkammer zufließen. Diese Quellkammer muß ebenso wie die oben beschriebenen Sammelschächte vollständig dicht gemauert und mit einem Leer- und Überlauf versehen sein. Da der Höhenunterschied zwischen dem Vereinigungsschacht dieser Quellen und dem Akkumulatur (Sammelschacht) ein bedeutender ist (107 m), so werden in dem ca. 3500 m langen Zuleitungsstrange der Tyrraquellen ein oder zwei Druckentlastungsschächte einzubauen sein. Von den einzelnen Sammelschächten führen gußeiserne Rohrstränge zu dem Wasserschlosse. Die Konstruktion des Wasserschlosses ist aus den Fig. 1—6, Tafel IV zu ersehen und wird bezüglich der Beschreibung auf den Absatz „Quellstuben" verwiesen.

b) Hauptzuleitung vom Wasserschloß in Oldrzychowitz zum Hochreservoir in Teschen.

Von diesem Wasserschloß führt das 300 mm im Lichten messende Zuleitungsrohr zum Hochreservoir in der Obervorstadt von Teschen (Taf. IX). Die Rohre sind durchschnittlich mit 1,5 m Deckung gelegt und auf gewachsenem Boden gelagert. Die ganze Leitung schmiegt sich soviel als möglich dem Terrain an und ist immer in Steigung oder Gefälle gelegt. In den Bruchpunkten sind, falls von der Steigung in Gefälle übergegangen wird, Luftventile in Schächten angeordnet, und wo von Gefälle in Steigung übergegangen wird, Spülauslässe, bestehend in Absperrschiebern, $d = 100$ mm, mit Einbaugarnituren und entsprechenden Leerlaufleitungen aus Tonröhren situiert. Durch die Luftventile wird von Zeit zu Zeit durch Öffnen derselben die vom Wasser mitgerissene Luft herausgelassen und durch die Grundablässe die mitgerissenen Schlamm- oder Sandteilchen entfernt. Die verlegten Rohre sind gußeiserne Muffenrohre, nach deutschen Normalien, stehend gegossen, auf der Hütte auf 18 Atmosphären Wasserdruck geprüft und innen und außen heiß asphaltiert. Die Dichtung derselben geschah durch Hanfstricke und Weichblei. Nach der Verlegung und Dichtung der Rohre wurde das ausgehobene Material des Rohrgrabens zur Eindeckung wieder benutzt, und zwar in horizontalen Lagen von 30 zu 30 cm festgestampft. Das Schottermaterial der Straße, welches beim Aushub separat deponiert wurde, mußte zum Schluß auf den Rohrgräben wieder aufgeführt werden. Der lichte Durchmesser des Zuleitungsrohres ist mit 300 mm berechnet, und zwar auf Grund nachfolgender Annahmen:

Wasserspiegelkote Wasserschloß 360 m
„ Reservoir 344 m } $h = 16$ m,
Länge 12110 m, daher $0{,}132\,^0/_{00}$ Gefälle,
$Q = 35$ sl.,
daraus resultierte $d = 270$ mm.

Anstatt dieses nicht üblichen Diameters wurde ein 300 mm-Rohr genommen, und dieses liefert bei dem verfügbaren Gefälle und der Länge der Leitung $Q = 0{,}037\ m^3 = 37$ sl., also eine Wassermenge, welche für die weiteste Zukunft hinaus für die Versorgung der Stadt Teschen ausreichend ist. Da bei der Bauausführung eine teilweise Tracenverlegung und damit eine Verkürzung der Hauptzuleitung auf 10800 m durchgeführt wurde, so ergibt sich de facto $v = 0{,}59$ m und $Q = 41$ sl.

c) Hochreservoiranlage (Taf. IX).

Das oberhalb der k. k. Landwehrkaserne situierte Reservoir hat vorläufig einen Fassungsraum von 1600 m³, d. i. eine Wassermenge, welche dem jetzigen Tageskonsum, bei 16000 Einwohnern und 100 l pro Kopf und Tag gerechnet, gleichkommt, also einen Fassungsraum, welcher vollständig den Verhältnissen entspricht, d. h. die Schwankungen im Tageskonsum ausgleicht und für Feuerlöschzwecke und Straßenbespritzung eine entsprechende Reserve bildet. Sollte sich die Notwendigkeit einer Vergrößerung desselben bei Anwachsen der Einwohnerzahl ergeben, so ist hierauf Rücksicht genommen, indem dann noch eine dritte Kammer angebaut wird und die einzelnen Rohrleitungen nur verlängert werden müssen, wobei aber die maschinelle Einrichtung selbst unverändert bleibt. Das in jetziger Größe projektierte Reservoir besteht aus zwei vollständig getrennten Kammern von je 800 m³ Inhalt. Jede Kammer hat einen separaten Ein- und Ablauf, Leer- und Überlauf. Durch Schieberstellung in der Ventilkammer kann man jede Kammer für sich oder beide zugleich in Betrieb nehmen. Der höchste Wasserstand beträgt 3 m, in welcher Höhe die Überläufe angeordnet sind. Jede Kammer ist durch Zungenmauern in einzelne Unterabteilungen geteilt, welche durch freigelassene Bogen miteinander kommunizieren. Durch diese Anordnung hat man eine leichte Überwölbung bezweckt, nebstdem, was der wichtigere Umstand ist, wird eine Zirkulation des Wassers vom Einlauf zum Ablauf zur Stadt erreicht. Das Reservoir selbst ist mit Ausnahme der Ventilkammer, die in hydraulischem Ziegelmauerwerk erbaut ist, ganz aus Stampfbeton (1 : 2 : 4 und 1 : 2 : 5) hergestellt, die vom Wasser benetzten Flächen mit reinem Portlandzement verschliffen, die übrigen Innenwände rauh mit hydraulischem Kalkmörtel verputzt. Das ganze Reservoir ist eingewölbt, auf der äußeren Laibung mit Zementüberguß versehen, über welchen ein Asphaltüberguß kam, worauf das ausgehobene Material bis zu einer Höhe von 1 m im Scheitel aufgeführt wurde. Behufs guter Ventilation sind über jeder Kammer 10 Stück Wolpertsche Ventilationsrohre angebracht.

Zur leichten Manipulation der Schieber, welche mit Scheibenzeigerwerk von oben betrieben werden können, ist eine Ventilkammer angebaut,

welche nach außen durch eine entsprechende Fassade repräsentiert erscheint.

d) Stadtrohrnetz.

Vom Reservoir führt das 300 mm im Lichten messende Rohr zur Stadt, reduziert sich nach der ersten Abzweigung auf 275 mm, dann in immer kleineren Dimensionen bis auf 80 mm. Das 300 mm-Rohr fördert bei 50 cm Geschwindigkeit 35,34 l pro Sekunde, wobei sich ein Druckverlust bei einer Länge von 100 m von 0,118 m ergibt; bei 1 m Geschwindigkeit liefert dasselbe Rohr 70,68 l pro Sekunde und ergibt sich ein Druckverlust von 0,405 m pro 100 m. Der Berechnung des Hauptspeisestranges für die Stadt ist der Maximal-Stundenkonsum am Tage des größten Wasserverbrauches zugrunde gelegt. Derselbe beträgt erfahrungsgemäß 10,5 % des mittleren Tagesverbrauches. Der mittlere Verbrauch beträgt in späterer Zukunft $Q = 2400$ m³. Es ist also:

$$Q\text{-Maximum pro Stunde} = \frac{2400 \,.\, 10{,}5}{100} = 252 \text{ m}^3$$

oder

$$Q\text{-Maximum} = 70 \text{ sl.}$$

Die Dimension ist also so reichlich bemessen, daß selbst bei einer doppelten Einwohnerzahl der Stadt Teschen die Lieferungsfähigkeit vollständig hinreichend ist.

Die Druckhöhen in den einzelnen Straßen schwanken von 2,5 bis 5,7 Atmosphären. Es ist also möglich, überall in alle Stockwerke das Wasser leiten und nebstdem die eingebauten Hydranten direkt zu Feuerlöschzwecken benutzen zu können. Die einzelnen Straßen können durch Einbau von Absperrschieber abgesperrt werden, um bei eventuellen Arbeiten an den einzelnen Rohrsträngen immer nur die betreffende Straße außer Betrieb setzen zu können. Die eingebauten Feuerhydranten sind in zweierlei Art ausgeführt, und zwar für freie Plätze und breite Straßen Überflurhydranten, sonst Normal-Unterflurhydranten. Beide Arten sind mit mechanischer Entleerung versehen, welche nach Gebrauch des Hydranten geöffnet wird, damit das Wasser, welches noch im Körper des Hydranten sich vorfindet, entleert werden kann und der Hydrant ganz ohne Wasser ist, wodurch ein Einfrieren im Winter nicht stattfinden kann. Das Wasser der Entleerung versickert in den den Hydranten umgebenden Steinwurf. Alle Hydranten werden seitlich gesetzt, d. h. an den Bordstein des Trottoirs, wodurch ein Auffinden derselben leicht möglich wird, weil ja die Trottoirs stets gereinigt werden; außerdem hat diese Anordnung den Vorteil, daß bei Gebrauch der Hydranten der Verkehr auf der Straße am wenigsten gestört wird.

Bei den Bachunterführungen sind überall Spülauslässe angeordnet, um die sich event. ansammelnden Schlammteilchen ausspülen zu können. — Auf den öffentlichen Plätzen und in Straßen, wo eine ärmere Bevölkerung wohnt, welche sich Hausinstallationen nicht leicht einrichten lassen kann, wurden frostfreie Ventilbrunnen angeordnet.

Nach dem vorgelegten Detailprojekte waren folgende Kostenziffern präliminiert.

Kostenvoranschlag.

A. Wassersammelanlage:		
I. Quellfassungen, Sammelanlagen und Zuleitungen bis zum Wasserschlosse	84200 K.	
II. Bau des Wasserschlosses	18400 „	102600 K.
B. Hauptzuleitung vom Wasserschloß zum Hochreservoir, 12,1 km lang, Rohrstrang $d = 300$ mm, samt allen Objekten		338800 „
C. Bau des Hochreservoirs (Ziegelmauerwerk — 1600 m³ Fassungsraum)		77000 „
D. Stadtrohrnetz mit Akzessorien und Objekten, Auslaufbrunnen etc.		215000 „
Gesamtsumme:		733400 K.

Die Kosten der Einbeziehung der Tyrra-Quellen, deren Durchführung einem späteren Zeitpunkte vorbehalten bleibt, sind im Projekte mit 61200 K (exkl. der Wasserrechtsentschädigungen und Grundabtretungen) vorgesehen. In obiger Bausumme (733400 K) erscheinen die Kosten für Grundeinlösungen, Wasserrechts- und Kulturentschädigungen, Kommissionskosten, Bauleitung etc. nicht aufgenommen; diese Summe repräsentiert also die reinen Baukosten.

Die Einlösung der Quellgründe kam im Durchschnitt auf 1600 K pro Joch (2660 K pro Hektar). Trotzdem das Stadtrohrnetz gegenüber dem Projekte wesentlich erweitert wurde, stellen sich die wirklichen Ausführungskosten niedriger als die des Projektes. Die gesamten Auslagen für die Herstellung des Wasserwerkes inkl. der bedeutenden Mehrarbeiten betrugen:

A. Sammelanlage	99400 K.	
Wasserschloß	15400 „	114800 K.
B. Hauptzuleitung vom Wasserschloß zum Hochreservoir		286200 „
C. Hochreservoir		74000 „
D. Stadtrohrnetz		190000 „
Zusammen:		665000 K.
Hierzu kommen noch:		
Grundankauf und Entschädigungen, diverse Auslagen, als Bauleitung, Projektskosten, Telephonverbindung, Kommissionen und Taxen etc., zusammen		101000 K.
Kosten des gesamten Wasserwerkes:		766000 K.

Die Ausführungskosten der durch die Gemeinde hergestellten Hausleitungsanschlüsse, welche in die eigentlichen Kosten des Wasserwerkes beim Projekte allgemein nicht aufgenommen werden, betrugen 24000 K.

Bei der im Juni 1895 vorgenommenen Kollaudierung des Baues durch den Verfasser als Bauoberleiter wurden nachstehende Temperatur-Zunahmen konstatiert.

Temperatur des Wassers:

a) im Wasserschloß	8,3° C.	
b) im Hochreservoir	11,3° „	
c) am Ende des Stadtrohrnetzes	13,1° „	= 10,4° R.

Mit Zugrundelegung der wirklichen Rohrlängen ergibt sich zwischen a und b auf 10,5 km Länge (nach Verlegung der Rohrtrace gegen ursprünglich 12,1 km) eine Temperaturzunahme von 3° C. = 2,4° R., zwischen b und c auf 2,5 km Länge eine solche von 1,8° C. = 1,4° R. Diese Resultate sind wohl insoweit noch nicht maßgebend, als das frisch angeschüttete Material im Rohrgraben noch nicht genügende Dichte wie der gewachsene Boden besitzt, daher den Eintritt der warmen Luft im Sommer damals noch stark begünstigte, mithin später eine Herabminderung der Temperaturzunahme zu gewärtigen sein wird.

In sehr heißen Perioden kommen wohl auch bei anderen langen Leitungen wesentliche Temperaturzunahmen vor. So betrug nach eigenen Messungen die Temperatur des Wiener Hochquellwassers in den höchstgelegenen Endpunkten (Währing Kottage)

im Juli 1895 . . . . 15,2° C.,
„ September 1895 . . . . 14,3° „
„ Oktober 1895 . . . . 13,3° „

und ebenso Ende Juni 1906 nach tagelanger enormer Hitze (bei Lufttemperatur von 30° C.) hatte das Wasser 14,8° C., trotzdem dasselbe sehr erfrischend schmeckte, während die Temperatur an den Quellen Kaiserbrunn und Stixenstein 6—8°, im Hauptreservoir am Rosenhügel 6—10° C. beträgt. Bei der 82 km langen Frankfurter Quellleitung aus dem Vogelberg- und Spessartgebiete betrugen die Wassertemperaturen: an der Quelle 9,0° C., im Hauptreservoir bei der Stadt (Laufdauer des Wassers 22 Stunden) 10,0° C. und in dem 6000 m von diesem entfernten, am anderen Stadtende gelegenen Gegenreservoir 12,75° C.

II. Die Stauweiherbauten.

Gebirgsreservoire (Stauweiher oder Talsperren).

A. Einleitung.

Die großen Vorteile, deren sich menschliche Ansiedelungen in der Nähe größerer und höher gelegener Seen und Teiche in wasserwirtschaftlicher Beziehung zu erfreuen hatten, haben schon in alten Zeiten die Menschen darauf geführt, dort, wo die Notwendigkeit und Möglichkeit vorlag, derartige Wasserbehälter künstlich herzustellen.

In Indien, China, Japan, Ägypten, Assyrien und Persien finden wir seit urdenklichen Zeiten solche Wassersammelanlagen oft in den riesigsten Dimensionen durchgeführt. Zumeist sind die alten Staudämme (Talsperren) in Form von Erddämmen hergestellt, während Sperren aus Mauerwerk erst im 16. Jahrhundert in Spanien auftraten (die ältesten Staumauern bei Almansa und Alicante in Spanien bestehen schon seit 1584). Der Umstand, daß Erddämme keine bedeutendere Stauhöhe zulassen, sowie der Mangel wissenschaftlicher Untersuchungen und endlich die Furcht vor den mit einem Zusammenbruche der Reservoirmauer verbundenen furchtbaren Verheerungen haben in den früheren Jahrhunderten nur zur Erzielung geringerer Stauhöhen Anlaß gegeben, während durch die in den letzten Jahrzehnten rapid fortschreitende Entwicklung der Bauwissenschaften insbesondere die Franzosen als die ersten mit rationell dimensionierten hohen Absperrmauern hervortraten. Im Prinzip wird ein Gebirgsreservoir hergestellt werden können, indem man an einer passenden Stelle das Tal durch ein wasserdichtes Abschlußwerk — eine Talsperre aus Mauerwerk, Erde oder Holz — absperrt, also eine künstliche Stauanlage herstellt, hinter welcher sich das im Talgerinne, Bach- oder Flußbett herabkommende Wasser bis zu einer gewissen Höhe ansammeln wird.

Diese Gebirgsreservoire setzen also zum Unterschiede von anderen in die Erde versenkten Hochreservoiren oder durch künstlichen Aushub hergestellten offenen Behältern (Teiche) keinen Erdaushub zur Schaffung eines künstlichen Fassungsraumes voraus. Die Vorteile, welche ein natürlicher See oder eine künstlich hergestellte Sammelanlage — ein Stauweiher — in wasserwirtschaftlicher Hinsicht für die unterhalb gelegenen Interessenten bietet, sind im allgemeinen durch die Ermöglichung einer günstigen Regelung der Zu- und Abflußverhältnisse charakterisiert. Wir haben bei Besprechung des Kreislaufes des Wassers auf der Erde gesehen, wie ungleichförmig der Abfluß des in Form der atmosphärischen Niederschläge auf den

Erdboden gelangenden Wassers während der einzelnen Jahresperioden sowohl wie nach einem größeren Regenfalle im speziellen erfolgt.

Es ist weiter bekannt, daß es im allgemeinen sehr trockene und sehr nasse Jahre gibt, die in verschiedenen Intensitäten ca. alle 8—11 Jahre wiederkehren, weiter, daß innerhalb eines Jahres selbst ein einzelner Monat (bei uns z. B. der Monat Juni oder Juli) allein 20—30 % der jährlichen Regenhöhen liefern kann, hingegen wieder andere Herbstmonate (z. B. der September), sowie einzelne Wintermonate äußerst trocken sind. Durch genügend große und am richtigen Orte angelegte Stauweiher kann nun in den regenreichen Zeitperioden das Wasser aufgespeichert werden, um es bei Trockenheit allmählich wieder abzugeben, wodurch also eine geregelte Wasserwirtschaft erzielt wird. In den südlichen Ländern insbesondere wären ohne Stauweiher die Existenzbedingungen für die Landwirtschaft nicht vorhanden, da infolge der dort viele Monate andauernden Regenlosigkeit die für die Vegetation notwendige Feuchtigkeit nicht vorhanden ist und durch die Sammelreservoire künstlich geschaffen werden muß, zu welchem Behufe in der regenreichen Zeit diese künstlichen Sammelbehälter gefüllt werden. In Indien sollen gegen 90 % der in den Wasserläufen oberirdisch zum Abfluß gelangenden Wassermengen für Zwecke der Landwirtschaft verwendet werden. Die indischen Reservoire stammen aus den ältesten Zeiten und haben oft kolossale Fassungsräume. So besitzt das Reservoir von Ekruk bei Sholapur ca. 94 Mill. m³, jenes von Mutha sogar 146 Mill. m³ Fassungsraum. Solcher, wenn auch kleinerer Stauweiher gibt es in Indien ungemein viele und soll die Provinz Madras nach Jackson allein 53000 Reservoire aufweisen, welche zumeist als Erddämme bis zu 19 km Länge hergestellt wurden. In Algier sind es insbesondere die Monate Juni, Juli und August, welche regenlos sind. Die während der Regenzeit wildbachartig anschwellenden Bäche und Flüsse versiegen im Sommer vollständig. Die dortigen Reservoire stammen zumeist aus alter Zeit, doch wurden auch in der Neuzeit einige Sperren angelegt, von denen unter anderen das Reservoir von Cheliff mit 5 Mill. m³ Fassungsraum zu erwähnen ist. Spanien besitzt in den südlichen Provinzen Valencia, Murcia und Granada tropisches Klima und ermöglicht eine Bewässerung nur durch große Reservoirs. So liefert z. B. das Reservoir von Tibi oder Alicante am Monegroflusse (gebaut 1579—1584) das nötige Bewässerungswasser für 3700 ha in einem Quantum von jährlich 30 Mill. m³ Wasser.

Es stehen also pro Hektar jährlich 8000 m³ zur Verfügung, was einem permanenten Zufluß während des ganzen Jahres von $\frac{8000000 \text{ l}}{31000000 \text{ Sek.}} = 0{,}25$ sl. bezw. auf unsere übliche 6 monatliche Kulturperiode bezogen von 0,50 sl. entspricht. Die 41 m hohe und 67 m lange Staumauer magaziniert ein Wasserquantum von 5 Mill. m³ auf und wird dieses Reservoir jährlich 6 mal gefüllt. Das Reservoir von Elche am Vinalopoflusse (23 m hohe Mauer) dient zur Bewässerung von 12000 ha Ackerland. Große Reservoire sind weiter jene von Puentes, durch eine 48 m hohe Staumauer, 1885 an Stelle des alten zerstörten Bauwerkes hergestellt, gebildet, welche ein Staubecken von 31,56 Mill. m³ abschließt; weiter wäre zu erwähnen das zur Wasserver-

sorgung von Madrid dienende Reservoir von Villar am Lozoyaflusse, welches durch eine 51 m hohe Staumauer einen Fassungsraum von 20 Mill. m³ abschließt. In bezug auf Größe des Fassungsraumes steht jedoch Ägypten obenan.

Aus dem Altertum (2—3000 v. Chr.) stammend ist es insbesondere der Möris-See, welcher die Hochwässer des Nils behufs Bewässerung der Ländereien in der trockenen Jahreszeit ansammelte. Derselbe soll auf der linken Seite des Nils ca. 15 Meilen südlich von Kairo sich befunden und bei 1200 km² Oberfläche 3—4000 Mill. m³ Wasser magaziniert haben und mit Schiffen befahren worden sein. Das Wasser wurde diesem künstlichen See durch einen ca. 50 Meilen langen Kanal vom Nil zugeleitet, von hier gegen Memphis zur Bewässerung der Grundstücke geführt und das überschüssige Wasser in die Wüste abgeleitet.

Als neuester, 1898 begonnener und vor kurzem vollendeter Stauweiher ist das Assuan Reservoir hervorzuheben, welches, durch eine ca. 2 km lange in Granit gemauerte Talsperre von 28 m Höhe gebildet, ein Wasserquantum von ca. 1500 Mill. m³ aufspeichert, zurzeit das größte Reservoir der Welt.

Durch Erhöhung der Sperrmauer um ca. 7 m und Anlage eines Auxiliarreservoirs durch Umwandlung des Wüstenbeckens Wadi Rajaan, eine in der libischen Wüste (Provinz Fayoum) gelegene Oase, in einen See sollen im ganzen 4000 Mill. m³ Wasser magaziniert werden, um damit eine Fläche von 2 Mill. Feddâns (à 0,42 ha), also 420000 ha bewässern zu können, durch welche Anlage eine Vermehrung des Volksvermögens von 60 Mill. Pfund Sterling = 1440 Mill. K in Aussicht genommen ist, während die gesamten Baukosten des erhöhten Assuan Stauweihers samt dem Auxiliar-See auf 5 Mill. Pfund Sterling = 120 Mill. K geschätzt werden. Ja man will noch weiter gehen, um durch eine gleichförmigere Verteilung des zur Bewässerung während eines Jahres zur Verfügung stehenden Wassers des Nilflußgebietes, also namentlich durch eine wesentliche Vermehrung des Niederwasserquantums des Nils während der 4monatlichen Periode Mitte März bis Mitte Juli noch weitere große Flächen der Kultur zuzuführen zu können. Zu diesem Behufe sollen zwei Seen Mittelafrikas durch entsprechende Höherstauung nutzbar gemacht werden.

Insbesondere ist hierzu der Albert Nyanza-See in Aussicht genommen, in welchem während der 5 Monate, Dezember bis Mai, durch einen Aufstau von 2 m ein Wasservorrat von 7500 Mill. m³ aufgespeichert werden könnte. Dieses Stauwehr soll beim Ausfluß des Sees bei Fabongo errichtet und dadurch ermöglicht werden, die derzeit maximale Abflußmenge von 1300 m³ pro Sekunde auf die Zeit vom 1. Dezember bis 1. Mai auszudehnen, während jetzt das Abflußquantum zeitweilig bis 700 m³ pro Sekunde herabsinkt. In den anderen 7 Monaten müßte mit dieser Minimalabflußmenge das Auslangen gefunden werden. Würde der Aufstau jedoch mit 4 m Höhe durchgeführt werden, dann könnten schätzungsweise 17000 Mill. m³ in diesem See mehr magaziniert werden, durch welches Wasserquantum die Differenz vom Niederwasser zum Hochwasser zu 600 Sek./m³ auf weitere 6 Monate gedeckt erscheinen würde.

Außerdem steht noch der Viktoria Nyanza-See als Sammel- bezw. Retentionsreservoir zur Verfügung und ist projektiert, an Stelle der Rigonfälle eine zweite Stauanlage zu bauen, durch welche dieser Seewasserspiegel um 3 m gehoben würde. Die Ausdehnung des Viktoria Nyanza-Sees ist eine derartig große, daß sein Spiegel nur um 0,23 m fallen würde, wenn man die für den Aufstau des Albert Nyanza-Sees auf 4 m gewonnenen **17 Milliarden m³** dem erstgenannten See entnehmen würde. Da der Viktoria Nyanza-See unmittelbar oberhalb des Albert Nyanza-Sees liegt, so würden durch diese beiden Stauanlagen ungeheure Sammelreservoire geschaffen werden, gegen welche selbst der derzeit überhaupt größte Sammelweiher von Assuan mit 1500 Mill. m³ Inhalt als ein nur unbedeutend kleines Sammelbecken erscheinen würde.

Gegen diese großartigen Anlagen und Projekte in Afrika erscheinen die europäischen Stauweiher, obwohl hierdurch für unsere Verhältnisse auch ganz außerordentliches geschaffen wurde, nur als Miniaturbauwerke.

So besitzt Frankreich, England und Italien für europäische Verhältnisse ganz bedeutende Stauweiher, welche der Wasserversorgung und Speisung der Schiffahrtskanäle dienen. Es sind dies meist neuere Bauten (Staudämme und Mauern) von 1—9 Mill. m³ Fassungsraum und Stauhöhen bis 50 m. Auch in Rußland sind diese, zumeist in Holzkonstruktion ausgeführten Bauten vertreten. Deutschland besitzt in den Vogesen mehrere große Stauweiher bis 1 Mill. m³ Fassungsraum, denen sich in neuerer Zeit — ein Verdienst des verstorbenen Professors Intze aus Aachen — eine bedeutende Anzahl viel größerer Gebirgsreservoire angereiht haben, von welchen hier nur die große Urftalsperre bei Gemünd mit 45,5 Mill. m³ Fassungsraum bei 52,5 m Höhe der Talsperre, sowie die Marklissasperre im Queistale mit 15 Mill. m³ Inhalt bei 44,4 m Höhe hervorgehoben werden soll.

In Belgien ist die große Gileppetalsperre bei Verviers zu erwähnen, in der Rheinprovinz der Stauweiher bei Remscheid als die erste von Prof. Intze im Jahre 1891 gebaute größere Talsperre.

In Österreich wurde im Jahre 1894 die erste für Hochwasserentlastung bestimmte, gemauerte Sperre am Kontinent errichtet, welche vom Verfasser dieser Handbücher projektiert und ausgeführt wurde; es ist dies die Talsperre bei Jaispitz in Mähren.

Endlich weist auch Amerika hervorragende Stauweiherbauten auf.

Eine detailliertere Anführung der hervorragenderen neueren Talsperrenbauten ist tabellarisch am Schlusse dieses Kapitels gegeben.

B. Zweck der Stauweiher.

Wie erwähnt, wird durch die Anlage derartiger Reservoirs im allgemeinen ein entsprechender Ausgleich der variablen Niederschlags- bezw. Abflußmengen und eine Regelung der Abflußverhältnisse unterhalb dieser Bauanlagen bewirkt werden können. Im speziellen werden diese Bauten daher folgenden Zwecken dienen können:

1. als Sammelreservoire,

während des größten Teiles des Jahres teilweise oder ganz gespannt,

1. für Versorgung von Städten mit Trink- und Nutzwasser;
2. zur Schaffung einer permanenten Wasserkraft für Gewerbe- und Industriewerke, Mühlen, Sägen etc.;
3. für Bewässerung der Grundstücke durch Speisung der Hauptzubringer, insbesondere bei der Sommerbewässerung (Irrigationsreservoire);
4. zur Speisung von Schiffahrtskanälen, zumeist in den sogen. Scheitelstrecken.

2. Entlastungsreservoire,

auch Rückhaltungs- oder Retensionsreservoire genannt, zur Entwässerung der Ländereien. Die der Landeskultur zumeist schädlichen Sommerhochwässer der Gebirgsflüsse und Bäche haben in der Regel einen sehr unregelmäßigen Verlauf.

Während durch längere Zeit des Abflusses hindurch das Bach- oder Flußbett imstande ist, das dieser Periode entsprechende geringere sekundliche Durchflußquantum weiter zu leiten, tritt das in der Kulminationsperiode ankommende Wasserquantum aus den Ufern aus, es exundiert und überflutet die angrenzenden im Inundationsgebiete gelegenen Grundstücke.

Die Entwässerung dieser Kulturflächen in Form der Verhinderung ihrer schädlichen Überflutung kann nun in den meisten Fällen durch eine entsprechende Regulierung des Talrezipienten, des Flusses in der bekannten Weise erfolgen.

Es treten jedoch auch Fälle ein, wo die zur Aufnahme der Hochflutwelle notwendige Beschaffung eines entsprechend großen Flußschlauches durch örtliche Verhältnisse bedingt undurchführbar oder doch wenigstens unrationell erscheint. Die größte ausgedehnteste Inundation tritt während der Dauer der eigentlichen Hochflutwelle, welche bei Gebirgsflüssen und Bächen in der Regel eine nur kurze ist, ein. Ist man nun imstande, den Abfluß derart zu regeln, daß alle die Kapazität des rationell regulierten Flußschlauches überschreitenden sekundlichen Abflußmengen in einem oberhalb des Meliorationsgebietes errichteten künstlichen Staubecken (Gebirgsreservoir) durch eine gewisse Dauer zurückgehalten und erst später abgelassen werden, dann kann eine Exundation des Flußbettes unterhalb der Stauweiheranlage und damit eine schädliche Überschwemmung der Grundstücke verhindert werden.

Der Zweck eines solchen Retensions- (Entlastungs) Stauweihers wird also darin bestehen, die gesamte während eines Hochwassers herabkommende schädliche Abflußmenge auf eine längere Abflußperiode zu verteilen und damit das maximale sekundliche Abflußquantum auf ein unschädliches Maß zu reduzieren. Mit Rücksicht auf diese Zwecke, sowie auf die bekannten mit der Anlage von Stauweihern verbundenen landwirtschaftlichen, hygienischen und industriellen Vorteile ist der Bau von speziellen Retensionsreservoiren an das Vorhandensein gewisser lokaler Verhältnisse gebunden. Das erste dieser die Zurückhaltung der Hochwässer in erster Linie im Auge

habenden Meliorationsprojekte wurde in Mähren (Österreich) in dem 75 km langen Jaispitzbachtale nach dem Projekte und unter der Oberleitung des Verfassers, 1894/95, baulich durchgeführt.[1])

3. Retensions- und Sammelreservoire.

Wo es die Verhältnisse gestatten, bezw. auch erfordern, werden Reservoire angelegt, welche gleichzeitig dem Zwecke der Hochwasserentlastung und beispielsweise auch der Irrigation und Industrie, seltener gleichzeitig der Wasserversorgung dienen.

C. Wahl der Talabschlußstelle.

Ohne auf den speziellen Zweck des Reservoirs vorläufig Rücksicht zu nehmen, wird man in allen Fällen bei Wahl einer Abschlußstelle bezw. Reservoirstelle nachstehende Punkte zu berücksichtigen haben:

1. Die in Betracht kommenden Niederschlagsgebiete sind ihrer ganzen Ausdehnung nach bezüglich der Gefällsverhältnisse der Talsohlen, der Haupt- und Nebengerinne, eventueller größerer Geschiebs- und Sandführung, der Talsohlenbreiten und der Bewaldungsverhältnisse, weiter in bezug auf die geognostische Beschaffenheit so gründlich wie möglich zu durchforschen.

2. Da in dem Flachlande und den Niederungen für größere Reservoire im allgemeinen infolge intensiverer Kultur die Grundeinlösung zu hohe Kosten verursacht, wird man die Reservoire mehr in den hügeligen und gebirgigen Teil des Niederschlagsgebietes verlegen und dabei womöglich wenig oder gar nicht kultiviertes Land wählen.

3. Für größere Anlagen soll das sogen. „Einzugsgebiet" des Reservoirs, d. i. das Niederschlagsgebiet, oberhalb des Stauweihers möglichst groß sein, weshalb Reservoire nicht zu nahe der Wasserscheide situiert werden sollen. Der zu wählende oder vom Standpunkte der Bauökonomie oft schon gegebene maximale Fassungsraum des Stauweihers muß in einem richtigen Verhältnisse zur Größe des Niederschlagsgebietes, bezw. der verfügbaren Regenhöhen des Einzugsgebietes stehen, so daß das als notwendig erkannte Aufspeicherungsquantum durch die Niederschläge auch wirklich gedeckt, das Reservoir unter Umständen mehrmals im Jahre gefüllt werden kann. Falls das Reservoir Retensionszwecken zu dienen hat, muß das Einzugsgebiet insbesondere ein möglichst großes sein, um für die unterhalb liegenden Gegenden in einem Maße entlastend zu wirken, welches in einem günstigen Verhältnisse zu den Baukosten des Gebirgsreservoirs steht.

4. Die Abschlußstelle des Reservoirs, d. i. die Baustelle für die Talsperre, soll möglichst eng sein, während bachaufwärts, also oberhalb der Sperre, das Tal sich möglichst erweitern soll, wodurch mit tunlichst geringen Baukosten die größtmöglichste Wassermenge aufgespeichert werden kann.

[1]) Vergl. Österr. Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, I. Jahrgang, sowie Wiener landwirtschaftliche Zeitung 1897, No. 87, und 1898.

5. Bei Annahme einer günstigen Abschlußstelle bezüglich des Verhältnisses ihrer Breite zu der mittleren Reservoirwasserspiegelbreite soll das Gefälle der Talsohle selbst ein möglichst geringes sein, wodurch mit einer verhältnismäßig niedrigen Mauer ein größerer Fassungsraum erzielt werden kann, als bei steilem Gefälle und hohen Talsperren. Dieser Faktor ist sehr zu berücksichtigen, da die Kosten einer Talsperre (Erde oder Mauerwerk) mit zunehmender Höhe in abnormalem Verhältnisse wachsen.

6. Die Abschlußstelle selbst muß in bezug auf die Fundierung des Bauwerkes insbesondere geognostisch gewissen Anforderungen entsprechen. Für Talsperren aus Mauerwerk muß in nicht allzu großer Tiefe an der Sohle sowie an den beiden Tallehnen ein gesunder, nicht zerklüfteter Fels angetroffen werden. Bei geschichtetem Fels ist eine horizontale (tonnlägige) oder gegen das Reservoir einfallende Lagerung erwünscht und ist das saigere (vertikale) oder nach dem Talgefälle gerichtete Einfallen der Schichten womöglich zu vermeiden. Das Streichen der Schichten ist am günstigsten in der Richtung der Talsperre, am ungünstigsten senkrecht auf diese. Während das Einfallen der Schichten insbesondere für die Verminderung des Gleitens der Mauer auf dem Untergrunde maßgebend ist, hängt von dem Streichen der Schichten, der Grad der Wasserundurchlässigkeit des Reservoirs, sowie die Kosten des Fundamentaushubes ab. Unter den ungeschichteten Felsarten gewähren Granit, Basalt, Trachyt und Porphyr den besten Untergrund. Bei geschichtetem Felsuntergrunde muß nebst Lagerung und Zerklüftung auch noch darauf geachtet werden, daß unter der Sohle des Fundaments keine Letten-, Ton- oder Mergelschichten und derartige Einlagerungen oder wasserdurchlässige Sandschichten sich befinden, welche, von dem unter höherem Druck stehenden Wasser des Sammelbassins durchfeuchtet, nachgiebig gemacht und zum Abrutschen gebracht werden können. Insbesondere muß auch eventuellen Verwerfungsspalten die größte Aufmerksamkeit gewidmet werden. Die Fundamentuntersuchungen für das Detailprojekt dürfen sich nicht auf die Abteufung einiger Bohrlöcher oder enger Versuchsschächte in der Längsachse der Mauer beschränken, sondern muß die künftige Fundamentsohle in möglichst vielen Punkten auf die ganze Breite der Mauer ausgedehnt bloßgelegt werden, will man sich nicht späteren großen Täuschungen aussetzen und soll der Ingenieur mit aller Energie auf die Durchführung dieser genauen Untersuchungen hinarbeiten trotz des in der Regel an den Tag gelegten Widerstandes seitens der das finanzielle Interesse der betreffenden Körperschaft (Gemeinde, Landesbehörde) scheinbar vertretenden maßgebenden Laien.

Die Erfahrung lehrt, daß mitunter in Probelöchern und kleinen Versuchsschächten gesunder Fels erschlossen wurde, welcher sich nach Bloßlegung der ganzen Mauerfundamentgrube beim Baue selbst als großer Findling oder als Felsbank erwies, unter welcher sich eine zur Fundierung nicht geeignete Bodenschichte vorfand. In anderen Fällen ergaben kleine, in der Längsachse des Tales abgestufte Probeschächte in übereinstimmenden Tiefen festen Fels, der gerade an der Stelle der beim Bau eröffneten Fundamentgrube sich als eine aus gesundem Material bestehende Felskuppe erwies, während ringsum nur verwittertes Felsmaterial aufgeschlossen wurde. Der-

artige ungeahnte Täuschungen bedingen sodann eine oft bedeutende Kostenerhöhung infolge größerer Fundierungstiefe oder in manchen Fällen die vollständige Auflassung dieser Abschlußstelle. In Anbetracht der hohen Verantwortung, welche diese Bauten allen Beteiligten auferlegen, muß neben einer vorzüglichen Bauausführung des Objektes selbst auch insbesondere auf die vorzüglichste Fundierung gesehen werden.

Um nur einzelne solcher Fälle hervorzuheben, sei auf die Erfahrungen beim Bau des Jaispitzstauweihers hingewiesen, ein Fall, der bei Gneisfundamenten häufig wiederkehrt. Auch beim Bau des Lauchenweihers in den Vogesen zeigte sich trotz des in den Probeschächten erschlossenen, ungemein harten kompakten Grauwackenfelses bei der späteren Aufdeckung der Baugrube auf ihre ganze Breite, daß man es an einzelnen Stellen mit großen Findlingen (Blöcken) zu tun hatte, infolgedessen mit der Fundierung bedeutend tiefer gegangen werden mußte und natürlich eine nicht vorhergesehene namhafte Vermehrung der Baukosten zur Folge hatte. Eine andere in den Vogesen projektierte Talsperrenabschlußstelle mußte aus ähnlichen Gründen ganz aufgelassen werden. Natürlich wird diese Schuld dann von den sogen. maßgebenden Persönlichkeiten auf das Konto der Fachingenieure gebucht, Fälle, von denen Deutschland und Österreich einiges erzählen könnten, zum Unterschiede von Frankreich, in welchem Staate die in derartigen Bauangelegenheiten maßgebenden Personen eben auch Fachmänner sind.

Aber auch andere als Typen solider Fundamente geltende Felsarten haben bei ihrer Aufschließung ganz merkwürdige Überraschungen geboten, die aber in der Regel nie der Öffentlichkeit bekannt gegeben werden.

So ist das Anstehen von Granit nicht immer schon im voraus als günstiges Anzeichen einer seichten Fundierung zu betrachten.

Bei den Talsperrenbauten bei Reichenberg in Böhmen konnten in dieser Richtung weniger angenehme wie geognostisch interessante Wahrnehmungen gemacht werden. Der dort aufgeschlossene feinkörnige bis porphyrartige Granit mit großen Felsspaltindividuen übergeht in seinen oberen oft mächtigen Schichten in ausgesprochenen Grus, der wohl nach den Untersuchungen wasserdicht sein soll, auf welchen entweder direkt oder nach Übergießen mit Zementwasser gemauert oder aber der Druck auf eine Betonplatte übertragen wurde. Immerhin wäre eine solche Fundierung, wenn tunlich, zu vermeiden.

Bei dem Harzdorfer Talsperrenfundamentaushub, zu dessen Vollendung ich gerade kam, zeigte der Granit eine Schichtung, und zwar Bänke gesunden, unverwitterten Gesteins wechsellagernd mit stark verwitterten Grusschichten und Nestern, zu deren vollständiger Abtragung bis zur Erreichung des vollkommen tragfähigen Felsens stellenweise ein Herabgehen in größere Tiefen notwendig wurde. In diesem Fundamente trat auch eine höchst selten vorkommende ringförmige Bildung, eine lakkolitische Ablagerung des Granites zutage, deren durch mich veranlaßte Aufnahme (3. Juni 1903) in Fig. 85 wiedergegeben ist.

Talsperren aus Erde (Abschlußdämme) werden auf Felsen selbst nie fundiert, sondern immer nur dort errichtet, wo unter den Alluvionen der

Talsohle auf eine wasserundurchlässige, tragfähige, genügend starke Lehmschichte gestoßen wird. Ebenso soll im Reservoirbecken selbst der Untergrund eine mindestens $1^1/_2$ m starke Lehm- oder Lettenschichte enthalten,



Fig. 85.
Fundamentgrube der Harzdorfer Talsperre bei Reichenberg (Böhmen). Lakkolithische Ablagerung des Granits.

wodurch allein die Möglichkeit eines sehr geringen Versickerungsverlustes geboten ist. Dabei muß wohl berücksichtigt werden, daß durch die allmähliche Verschlämmung auch nachträglich eine Dichtung erreicht werden kann. Was die Tragfähigkeit des Untergrundes anbelangt, so werden die zulässigen Maximalbelastungen bei der baulichen Durchführung solcher Reservoire besprochen werden. Auch hier muß der Projektant auf die genaueste Untersuchung des Baugrundes vor Aufstellung des Detailprojektes durch viele und große Probeschächte (nicht Bohrlöcher) unter allen Umständen bestehen.

D. Konstruktive Durchführung der Gebirgsreservoire.

Die konstruktive Durchführung wird insbesondere eine verschiedene sein, je nach dem Materiale, aus welchem das Abschlußwerk hergestellt wird, und sollen demgemäß zuerst die Talsperren in Stein und sodann jene in Erde (die Staudämme) behandelt werden.

I. Abschlufswerke (Talsperren) aus Mauerwerk.

Bei jeder Stauweiheranlage hat man nachstehende Hauptgruppen zu unterscheiden:

1. die Reservoirmauer (Talsperre) samt zugehörigen Objekten, zusammen „Abschlußwerk" genannt;
2. die Nebenobjekte; in manchen Fällen ferner
3. den Umlauf- oder Derivationskanal; sodann stets
4. Wege- und Straßenbauten; und
5. Nebenarbeiten, als Bachregulierungen, Uferbefestigungen, Anpflanzungen, Aufforstungen, Verbauung von Runsen im Reservoirgebiet, Telegraphenverbindung für Wetternachrichtendienst, Planien vor dem Überfallwehr und für das Wächterhaus; endlich
6. die Grundeinlösungen und Wasserrechtsentschädigungen.

1. Das Abschlufswerk.

Das Abschlußwerk ist gebildet aus:

a) der Talsperre oder Reservoirmauer als solche,
b) dem Überfallwehr samt Ablaufgerinne und
c) dem Grundablaß, welcher in der Regel die Vorrichtung zur geregelten konstanten Wasserabgabe an die Mühlen und Industriewerke, für Bewässerungszwecke etc. enthält. Bei größeren Retensionsreservoiren tritt dann in der Regel noch ein zweiter größerer Grundablaß,
d) der Hochwasserstollen, hinzu.

a) Die Talsperre (Querschnittsform derselben).

Wenn überhaupt jedes Bauwerk derart konstruiert werden muß, daß es mit Rücksicht auf die auf dasselbe einwirkenden Kräfte — auf ihre Beanspruchung — bestimmten Bedingungen entsprechen muß, um auf eine gewisse absehbare Zeit standfest (stabil) zu sein, so werden mit Rücksicht auf die in Aussicht zu nehmende sehr lange Bestandesdauer, die große Verantwortung und die bedeutenden Kosten von Reservoirmauern dieselben insbesondere in

bezug auf ihre Stabilität und ihre bauökonomische Querschnittsform den strengsten Anforderungen genügen müssen. Die Bedingungen, denen das Talsperrenprofil in vollem Maße entsprechen muß, werden folgende sein:

1. Die Mauer soll sowohl bei gefülltem wie bei leerem Reservoir in den einzelnen Horizontalschnitten annähernd gleiche Maximalpressungen zeigen, bezw. die Unterschiede sollen nicht zu bedeutende sein; Zugspannungen sind selbstredend ausgeschlossen, aber auch sehr kleine Druckspannungen, welche sich der Null nähern, sollen vermieden werden, weil durch das nicht überall vorhandene gleiche spezifische Gewicht des Mauerwerkes in Wirklichkeit die ausgerechnete kleine Druckbelastung eine Zugspannung sein kann.

2. Soll die Drucklinie, damit eben nirgends Zugspannung (also Klaffen der Mauerfugen) auftritt, weder bei leerem noch bei gefülltem Becken nie aus dem mittleren Drittel jedes Horizontalschnittes herausfallen.

3. Soll die maximale Belastung in den einzelnen Teilen des Mauerkörpers sowie des Fundamentuntergrundes die zulässige Inanspruchnahme des Materials nicht übersteigen. Im Gegenteile soll für nicht zu hohe Mauern eine Kantenpressung von 5—6 kg pro cm² nicht überschritten werden, und ist nur bei sehr hohen Mauern (50 m) eine Druckbelastung von 10—12 kg pro cm² zulässig (das letztere Maß wurde zuerst bei den hohen französischen Talsperren bei vorzüglicher Beschaffenheit des Untergrundes akzeptiert, sodann auch in andern Ländern angenommen, ohne auch von den geringsten Anständen begleitet zu sein).

Wird berücksichtigt, daß der Bruchmodul eines soliden Felsuntergrundes zwischen 100 und 1100 kg pro cm² (Kalkstein und Granit) schwankt und die zulässige Inanspruchnahme von Kalkstein 20, von hartem Sandstein 30 und von Granit 60 kg pro cm² beträgt, so repräsentieren obige angenommenen Maximalpressungen von 5—12 kg eine 20—100 fache Sicherheit gegen Zerdrücken und eine 4—5 fache Sicherheit gegenüber der zulässigen Inanspruchnahme.

4. Die Mauer muß gegen Gleiten die nötige Sicherheit aufweisen. Es darf also der Winkel ω, welchen die Resultierende R aus Mauergewicht und Wasserdruck mit der Basis bezw. mit jeder beliebigen Mauerwerksfuge bildet, nicht kleiner als der Reibungswinkel ϱ von Stein auf Stein (im Mittel $\varrho = 30^0$) sein, d. h., es muß $\sphericalangle \omega \geqq \sphericalangle \varrho$ sein (siehe Fig. 86).

5. Soll bei Vorhandensein aller dieser Stabilitätsbedingungen die Profilfläche ein Minimum sein, also ein bauökonomisches Querprofil darstellen. Was die Form des Mauerquerschnitts anbelangt, so hat man bei allen neueren Sperren zumeist die Dreiecksform Acf als Grundform angenommen (siehe Fig. 86).

Theoretisch könnte in der Wasserspiegelhöhe die Breite der Mauer = 0 sein, da bei ruhigem Wasser in diesem Punkte keinerlei Pressung herrscht. In der Praxis jedoch muß dem Angriffe des Wellenschlages, des Windes, Eisstoßes, insbesondere jedoch der Möglichkeit einer Begehung der Mauerkrone Rechnung getragen werden.

In dieser Richtung wird der Mauer eine Kronenbreite (b) von normal 3—5 m gegeben. Nur in jenen Fällen, wo die Mauerkrone gleichzeitig als

Fahrstraße benutzt werden soll, wird eine dem jeweiligen Zwecke entsprechende größere Breite angenommen werden. Aus Gründen der gleichförmigeren Verteilung der Belastung, also Erzielung einer gleichförmigen Beanspruchung des Mauerwerkes in den einzelnen Horizontalschnitten, wird, statt die Wasserseite lotrecht zu machen, dieselbe von einer gewissen Tiefe an mit einem Anzug (Neigungsverhältnis ca. 1 : 10), also steil geböscht angelegt (siehe dB in Fig. 86). Nach den vielfachen statischen Untersuchungen solcher Mauerprofile, insbesondere solcher von größerer Höhe, empfiehlt es sich, diese Böschung von 1 : 10 schon von dem Mauerkronenpunkte c aus anzunehmen, wodurch die gewöhnlich $p$to Beanspruchung ungünstigste Stelle bei i wesentlich entlastet wird, überdies die Vertikalkomponente des Wasserdruckes das Mauergewicht ohne Kosten vergrößert. Endlich wird der durch den Zusammenstoß der beiden Geraden ui und ciA gebildete stumpfe Winkel uiA durch einen Kreisbogen ausgeglichen.

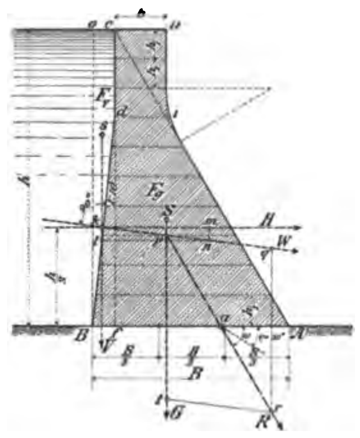


Fig. 86.

Bei den ersten Reservoirprojekten, welche ich in den Jahren 1881—1884 für den mährischen Landesausschuß anfertigte, nahm ich als Grundlage der Berechnung und graphostatischen Untersuchung die Trapezform und die Profilnormen des Ingenieur en chef de ponts et chausses Krantz in Paris an (siehe die spätere Fig. 95), wich jedoch infolge der gelegentlich der bei den später unternommenen Studienreisen in Nord-, Mittel und Südfrankreich, Elsaß, Baden, Westfalen, Belgien, Holland, Norwegen, Schweden, Hannover und Bayern gemachten Erfahrungen von diesen Profilen wieder ab.

Hat man für irgend eine Höhe das Profil zu berechnen, so wird man in erster Linie ein Normalprofil für die betreffende Höhe wählen und nun dasselbe rechnerisch und graphostatisch untersuchen. Als Normalprofil wählt man ein rechtwinkeliges Dreieck, dessen Basis Af beiläufig gleich $^2/_3$ der Höhe h angenommen wird (exkl. der Verbreiterung der Wasserseite durch den $^1/_{10}$ Anzug). Die Tiefenlage des Beginnes dieses Anzuges d nach den deutschen älteren Profilen richtet sich nach der Gesamthöhe der Mauer und wird bei kleinen Mauern 2—3 m, bei höheren 6—8 m und darüber betragen. Prof. Intze hat diesen Anzug auch schon von der Mauerkrone an angeordnet, und zwar sowohl von der Luft- wie von der Wasserseite aus, wodurch die Mauerprofilfläche natürlich größer wird (siehe die graphostatische Untersuchung des Mauerprofiles der Voigtbachsperre Taf. XI). Entsprechend der gewünschten Kronenbreite b wird das Profil im obersten Teile rechteckig, endlich als Basis der Berechnung der Wasserspiegel in gleicher Höhe mit der Mauerkrone angenommen. Zum Behufe der rechnerischen Untersuchung teilt man nun das Profil in Lamellen von 1—5 m Höhe ein und untersucht bezw. berechnet nachstehende Größen für jede Kante. Wir haben z. B. für die unterste Kante AB, also die Mauerbasis (Fig. 86), nachstehende Größen zu suchen:

α) Die horizontale Komponente des Wasserdruckes H,

welche für die Kante AB in dem untersten Drittel $\left(\frac{h}{3}\right)$ angreift; dieselbe berechnet sich wie bekannt aus der Formel (*ton* = Tonnen à 1000 kg):

$$H^{ton} = \frac{h^2 \gamma}{2},$$

wobei $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 m³ reinen Wassers bedeutet. Wenn auch das in dem Reservoir sich ansammelnde Wasser sehr häufig nicht rein ist, also ein etwas größeres spezifisches Gewicht als 1,0 besitzt, so kann diese Differenz mit Rücksicht auf den sonst einzuhaltenden hohen Sicherheitsgrad vernachlässigt werden.

β) Die vertikale Komponente des Wasserdruckes V.

Im Falle der Annahme einer durchaus vertikalen wasserseitigen Mauerböschung würde $V = o$ werden; im vorliegenden Falle jedoch ist diese Komponente gegeben durch das Gewicht des Wasserkörpers $ocdB = F_v$ und greift im Schwerpunkt s dieser Fläche an. Es ist also:

$$V^{ton} = F_v^{m^2} . \gamma.$$

Diese beiden Komponenten H und V schneiden sich im Punkte k; wird von diesem aus nach einem ganz beliebig gewählten Kräftemaßstab auf der horizontalen Linie km die Größe von H auf der vertikalen $V = kl$ in Tonnen aufgetragen und das Kräfteparallelogramm $kmnl$ gezeichnet, so erhalten wir in kn die Größe und Richtung

γ) des Wasserdruckes W,

welcher senkrecht auf die Angriffsböschung dB gerichtet ist. Dieser Wasserdruck ist nun zusammenzusetzen mit dem Mauergewichte.

δ) Das Mauergewicht G,

welches im Schwerpunkt S des ganzen Mauerprofiles F_g (bei Untersuchung anderer Fugen des oberhalb derselben gelegenen Mauerprofilteiles) angreift, ist $G^{ton} = F_g^{m^2} . \gamma'$, wobei γ' das Gewicht von 1 m³ des Mauerwerkes bedeutet. Diese Größe ist von der Art der Herstellung des Mauerwerkes, sowie von dem spezifischen Gewicht des verwendeten Mauersteines und des Mörtels abhängig und muß praktisch vorher auf folgende Weise festgestellt werden. Wir nehmen an, daß das Talsperrenmauerwerk in Zyklopenverband und in hydraulischem Kalkmörtel gelegt, aus Sandstein hergestellt werden soll.

Man bestimmt zuerst das spezifische Gewicht des zum Bau zu verwendenden Steines aus möglichst vielen Steinproben, sowie des hydraulischen Mörtels nach dem durch Versuche festzustellenden Mischungsverhältnis von Sand und Zement (Roman-Zement oder Roman- und Portland-Zement gemischt). Beide Gewichtsbestimmungen müssen in **vollkommen trockenem Zustande** erfolgen, damit der im Falle von Rißbildungen eintretende Auftrieb des Wassers durch das bei der Berechnung nicht berücksichtigte Mehrgewicht des Mauerwerkes infolge später eintretender Durchfeuchtung parallelisiert wird.

Es hat beispielsweise der betreffende Stein im trockenen Zustand pro m^3 ein Gewicht von 2000 kg, der hydraulische Mörtel 1700 kg. Bei einem gut hergestellten Talsperrenmauerwerk in Zyklopenverband beträgt die Menge des verwendeten Mörtels ca. 30—40% des Gesamtvolumens. Wir erhalten daher

0,60 m^3 Bruchstein à 2000 kg = 1200 kg,
0,40 „ Mörtel à 1700 „ = 680 „
mithin zusammen 1880 kg

(bei 30% Mörtelverbrauch 1910 kg) als Gewicht von 1 m^3 trockenem Mauerwerk in Sandstein.

Dieses Gewicht gilt für die Untersuchung der Stabilität (Standsicherheit gegen Umkippen); zur Bestimmung der maximalen Kantenpressungen (Inanspruchnahme des Mauerwerkes und Untergrundes) ist hingegen in gleicher Weise das Gewicht von 1 m^3 vollkommen durchfeuchtetem Mauerwerk in Rechnung zu setzen.

Nehmen wir als anderes Beispiel Granit (spezifisches Gewicht zwischen 2,50 und 2,85, im Mittel ca. **2,6**) und einen Mörtelverbrauch von 33% an, wie er bei sehr guter Mauerung und nicht zu kleinen Bruchsteinen immer erzielt werden kann, dann haben wir, für Traßmörtel 1,9 spez. Gewicht angenommen:

0,66 m^3 Granitbruchstein à 2600 kg = 1716 kg,
0,33 „ Mörtel à 1900 „ = 627 „
mithin zusammen 2343 kg

als Gewicht von 1 m^3 Granit-Zyklopenmauerwerk.

Für Gneis und Traßmörtel ergibt sich beiläufig 2400 kg.
„ Tonschiefer und Grauwacke in Traßmörtel 2300 „

Um diese Gewichte den lokalen Verhältnissen möglichst anzupassen, empfiehlt es sich auch, mehrere größere Würfel von mindestens 1 m^3 Inhalt zu mauern und bei Verwendung der verschiedenen Arten der Gesteine dann das Gewicht direkt zu bestimmen.

ε) Bestimmung der Hauptresultanten R aus Mauergewicht und Wasserdruck.

Die beiden Kräfte W und G schneiden sich im Punkte p. Werden von p aus die gerechneten Kräfte W und G (pq und pt) aufgetragen und das Kräfteparallelogramm $pqrt$ gezeichnet, so erhalten wir durch die Linie $pr = R$ die Größe und Richtung der Hauptresultanten. Dieselbe schneidet die untersuchte Mauerkante AB im Punkte a, dem Angriffspunkt von R auf diese Mauerfuge. Dieser Punkt a bildet einen Punkt der zu konstruierenden Drucklinie für das gefüllte Reservoir, welche gefunden wird, wenn dieselbe Untersuchung für alle Mauerfugen (Lamellen) in gleicher Weise durchgeführt ist. Diese Angriffspunkte a oder der geometrische Ort aller derselben für unendlich schmale Mauerlamellen, also die Drucklinie, sollen nun immer innerhalb des mittleren Drittels $\left(\frac{B}{3}\right)$ des Mauerprofiles fallen,

um einerseits Stabilität gegen Umkippen zu gewähren, andererseits Zugspannungen in den Kanten zu vermeiden und eine möglichst gleichförmige Verteilung der Kantenpressungen zu erzielen.

ζ) Bestimmung über die Größe des Winkels ω.

Wie bereits früher erwähnt, muß der Winkel ω der Resultanten R mit der jeweiligen Mauerfuge einen größeren Winkel als den mittleren Reibungswinkel ϱ von Stein auf Stein, welcher im Maximum 35°, im Mittel 30° beträgt, einschließen; es muß also $\sphericalangle\, \omega \gtreqless 30^0$ sein.

η) Bestimmung der Kantenpressungen (Inanspruchnahme des Mauerwerkes und Fundamentgrundes).

Dieselben sind verschiedene, je nachdem das Reservoir leer oder gefüllt ist. Die größten Kantenpressungen werden bei gefülltem Reservoir im Punkte A (auf der Talseite), bei leerem Stauweiher im Punkte B (auf der Wasserseite) stattfinden. Greifen wir wieder zunächst die Basiskante BA heraus (Fig. 87) und wäre, wie in Fig. 86, B die innere wasserseitige Kante, ferner a der Angriffspunkt der Resultanten R aus Mauergewicht G und

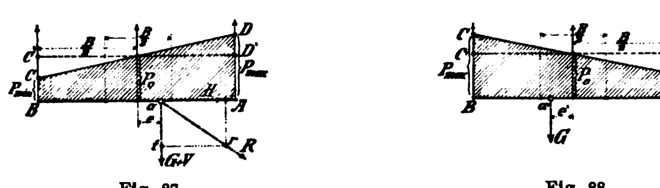


Fig. 87. Fig. 88.

Wasserdruck W. Wir können an diesem Orte das Kräfteparallelogramm, ohne dadurch eine Änderung in Größe und Richtung von R zu bewirken, auch derart zusammensetzen, daß wir die in gleichem Sinne, also vertikal wirkenden Kräfte G und V summierend als eine Komponente, die horizontale Komponente H des Wasserdruckes als 2. Komponente des Parallelogramms der Größe nach auftragen, so erhalten wir in ar dieselbe Größe und Richtung von R. Nehmen wir nun an, es läge der Angriffspunkt a im mittleren Drittel, und zwar von der Mitte der Fuge um e entfernt. Wenn wir auch hier, wie bei den früheren Berechnungen, die Dicke des in Betracht gezogenen Mauerkörpers = 1 m annehmen, so wird $AB = B^m$ gleichzeitig die Fläche eines 1 m breiten oder vielmehr dicken Streifens von der Länge AB darstellen. Wir erhalten dann:

a) den mittleren Druck auf die Basiskante AB:

$$P_o = \frac{G + V^{ton}}{B^m},$$

dargestellt durch ein Rechteck $BC'\,D'\,A$, bei Voraussetzung einer gleichförmigen Verteilung der ganzen Belastung. Da jedoch die letztere eine exzentrische ist, so wird die Verteilung der Last eine ungleichförmige und auf der Seite gegen A hin eine größere sein, weil nach dieser Seite der Angriffspunkt a von der Mitte weggerückt liegt. Dieser kombinierte Druck

setzt sich zusammen aus dem gleichförmig verteilten Drucke P_o und der durch die exzentrische Angriffsstelle der Fuge bedingten weiteren Inanspruchnahme; die letztere berechnet sich, wie aus der Elastizitätslehre bekannt, aus dem Biegungsmomente M mal der halben Fugenbreite, dividiert durch das Trägheitsmoment der in Betracht kommenden Mauerfläche.

Es ist allgemein

$$P_A = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot \frac{B}{2}}{J}, \text{ nun ist } \left.\begin{matrix} P = G + V \\ F = B \times 1 \end{matrix}\right\}, \text{ also } \frac{P}{F} = P_o,$$

ferner das Biegungsmoment $M = P \cdot e = (G + V) \cdot e$, wobei e die Entfernung des Angriffspunktes der Last von dem Fugenmittel bedeutet; für die Länge 1 ist ferner das Trägheitsmoment $J = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot B^3$. Diese Werte eingesetzt, ergeben:

$$P_A = P_o + \frac{P \cdot e \cdot \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} B^3} = P_o + P_o \cdot \frac{6e}{B}, \text{ oder}$$

b) $\boldsymbol{P_A = P_o\left(1 + \frac{6e}{B}\right)}$; für den anderen Kantenpunkt B erhalten wir in analoger Weise:

$$P_B = \frac{P}{F} - \frac{M \cdot \frac{B}{2}}{J}, \text{ oder}$$

c) $\boldsymbol{P_B = P_o\left(1 - \frac{6e}{B}\right)}$. Die Druckverteilung ist aus Fig. 87 durch das schraffierte Trapez gekennzeichnet. Für den Fall, als der Angriffspunkt der Resultierenden genau in das Fugendrittel (Kernpunkt) fällt, also $e = \frac{B}{6}$ wird, erhalten wir $P_A = 2P_o$ und $P_B = o$. Aus diesem ist zu ersehen, daß das Mauerprofil derartig konstruiert sein muß, daß der Angriffspunkt der Resultierenden bezw. die Drucklinie bei gefülltem Reservoir immer innerhalb des mittleren Fugendrittels liegen muß, indem schon in dem Falle, wo $P_A = 2P_o$ wird, das $P_B = \pm o$ durch eine Verschiedenheit im spezifischen Gewichte des Mauerwerkes sehr leicht negativ werden, also durch die auftretende Zugspannung ein Klaffen der Fuge in B eintreten kann.

Bei leerem Reservoir. Hier wirkt nur das Gewicht der Mauer G (Fig. 88); der Angriffspunkt a' dieser Kraft liegt in dem Durchschnittspunkte der aus dem Schwerpunkte des jeweilig in Betracht gezogenen Mauerprofils gezogenen Vertikallinie mit der betreffenden Mauerfuge, und erhält man als geometrischen Ort aller dieser Durchschnittspunkte a' bei sämtlichen Mauerlamellen die sogen. Stützlinie oder Drucklinie für das leere Reservoir und bei Verbindung der früher besprochenen Durchschnittspunkte a die Drucklinie für das gefüllte Reservoir und einfachen Wasserdruck.

In gleicher Weise erhalten wir für das leere Reservoir folgende Fugenpressungen:

a) den mittleren Druck: $P_0 = \frac{G}{B}$;

b) die maximale Kantenpressung, welche bei leerem Reservoir in B auftritt:

$$P_B = P_0\left(1 + \frac{6e'}{B}\right);$$

c) den minimalen Druck in A:

$$P_A = P_0\left(1 - \frac{6e'}{B}\right).$$

Obwohl die zulässige Inanspruchnahme von Bruchsteinmauerwerk im allgemeinen 8—12 kg pro cm^2, von Beton 4—18 kg, von Ziegelmauerwerk 5—7 kg und von Felsgrund 8—20 kg pro cm^2 beträgt, so sollen der größeren Sicherheit wegen die maximalen Kantenpressungen bei mittleren Mauerhöhen (ca. bis 20 m) $P_{max.} = 5$—7 kg pro cm^2 nicht überschreiten und soll nur bei großen Mauerhöhen (bis 50 m) $P_{max.} = 8$—12 kg pro cm^2 als äußerste Grenze angenommen werden. Die Grenze von 12 kg pro cm^2 wurde auch durch den V. internationalen Binnenschiffahrtskongreß in Paris (1892) als zulässig erklärt. Bei neuen amerikanischen Sperren ist sogar bis 16 kg gegangen worden. Zugspannungen, also ein negatives $P_{min.}$ darf absolut nicht vorkommen, weil sonst ein Klaffen der Fugen und ein Undichtwerden des Mauerwerkkörpers eintreten kann. Da das spezifische Gewicht der einzelnen zum Bau verwendeten Steinblöcke selbst variieren kann, daher die berechneten Kantenpressungen nicht immer genau mit der wirklichen Inanspruchnahme stimmen, so dürfen die berechneten $P_{min.}$ nie kleiner als 0,1 kg pro cm^2 werden.

Fallen die Resultate für die einzelnen Mauerkanten nicht entsprechend aus, dann ist durch entsprechende Zugabe oder Wegnahme an Profilfläche der Angriffspunkt a und damit die andern Rechnungsfaktoren zu ändern.

Das Einzeichnen der Kräftepolygone wird nicht immer in der früher besprochenen und zur Erklärung dienenden Weise, sondern häufig in graphischer Weise damit erfolgen, daß seitwärts des Mauerprofiles ein Kräfteplan für die Konstruktion der Drucklinien konstruiert wird, wie ein solcher auf der Tafel XVII konstruiert erscheint. Werden auf der X-Achse beispielsweise in irgend einem beliebigen, doch für das Zeichnungsformat passenden Maßstab die für die einzelnen Mauerprofillamellen entsprechenden $H_1 + H_2 \ldots + H_n$ in Tonnen, auf der Y-Achse die Summen $V_1 + G_1$, $V_2 + G_2 \ldots + V_n + G_n$ aufgetragen, so erhält man in den Hypotenusen R_1, $R_2 \ldots R_n$ die Richtung und Größe der Resultanten, welche, parallel verschoben, auf das Mauerprofil übertragen werden können. Ebenso kann die Schwerpunktsbestimmung bei geradlinigen Profilformen nach der gewöhnlichen Methode erfolgen oder aber die ganze Untersuchung des Profiles auf graphostatischem Wege durchgeführt werden. Die besprochene statische Untersuchungsmethode wurde bei allen nicht in allerneuester Zeit gebauten Talsperren akzeptiert und ergaben sich auch rücksichtlich der Beanspruchung keinerlei Übelstände. Auch Intze benutzte diese Methode bei kleineren Mauerhöhen bis zuletzt. Nur in bezug

auf die Gestalt des Mauerquerprofiles ordnete Intze die luftseitige Begrenzung nach einem Radius an, während die Wasserseite von oben aus einen $^1/_{10}$ geböschten Anzug erhielt bis zu einer gewissen Tiefe, von wo an dieselbe senkrecht verlief. Innerhalb dieser letzteren Partie gab Intze vor die Mauer eine 1 : 2 geböschte und abgepflasterte Erdanschüttung zu dem Zwecke, um einerseits an Sperrenmauerwerk und Verblendungs- (Dichtungs-) Schichte zu sparen, andererseits in der Annahme, die Kantenpressungen in den unteren Fugen günstiger zu gestalten. In diesem Falle muß natürlich der Erddruck mit in Rechnung gezogen werden.

Die Berechnung eines solchen neuen Profiles geschah bezüglich der 18 m hohen, 1906 vollendeten Voigtsbachsperre bei Reichenberg in Böhmen (siehe Taf. XI), wie folgt:

Statische Berechnung des Mauerprofiles für die Talsperre im Voigtsbachtale.

Für die Berechnung des Mauerprofiles wurde ein höchster Stau bis zu der auf Ordinate 393,50 m über Adria liegenden Mauerkrone zugrunde gelegt, unter der Annahme, daß der auf Ordinate 392,50 m liegende Überfall verstopft sei.

Die Sohle der Mauer liegt an der tiefsten Stelle auf Ordinate 377,50 m und ist demgemäß die Berechnung für eine größte Höhe von 18 m durchgeführt.

Auf Taf. XI ist das Profil der Sperrmauer graphisch dargestellt worden, wobei folgende Annahmen und Bedingungen zugrunde gelegt sind:

Das Gewicht des Mauerwerkes wurde zu 2300 kg pro m^3 angenommen.

Die Verblendung an der Wasserseite, welche bis zur Ordinate 389,50 m hinunter reicht, ist für das Becken nicht berücksichtigt; dagegen wurde die auf dem durch Fortlassung der Verblendung entstandenen Absatze liegende Wasserlast in die Rechnung eingeführt. Die mittlere Stärke des Verblendungsmauerwerkes beträgt 0,70 m.

Die Erdhinterfüllung der Mauer beginnt bei Ordinate 390,50 m und erhält eine Böschung 1 : 2.

Der Erddruck ist nach dem Rebhannschen Verfahren ermittelt, unter Annahme eines natürlichen Böschungswinkels von 20° und einem Mehrgewicht des nassen Bodenmaterials gegenüber Wasser von 900 kg/m^3.

Für das leere Becken wurde ein Gewicht von 1700 kg/m^3 Erdhinterfüllung angenommen und der Reibungswinkel von 20° beibehalten.

Die wesentliche Vergrößerung der Stabilität, welche die Mauer durch ihre nach einem Kreisbogen gekrümmte Grundrißform und durch die gewölbeartige Verspannung gegen die Talhänge erhält, ist bei der Untersuchung nicht berücksichtigt worden.

Unter diesen ungünstigsten Annahmen wurde auf Taf. XI ermittelt:

1. die Stützlinie der Mauer für einen bis zur Mauerkrone reichenden Stau;
2. die Stützlinie für leeres Becken.

Die Untersuchung zeigt, daß in beiden Fällen die Stützlinie im inneren Drittel (dem Kerne) des Mauerprofiles bleibt. Um nun einen genauen Anhalt

über den Verlauf der Stützlinien, sowie über die Größe der einzelnen Kantenpressungen zu erhalten, und um die graphische durch eine analytische Berechnung zu prüfen, ist im folgenden für die in der Zeichnung angegebenen horizontalen Fugen die größte und die kleinste Kantenpressung, sowie die kleinste Entfernung des Schnittpunktes der Stützlinie von einer der beiden Begrenzungen des inneren Drittels berechnet worden.

Auf die Mauer wirken folgende Kräfte ein: das Mauergewicht, der Wasserdruck, der Erddruck und die Wasserlast.

Für die einzelnen Kräfte ist bei den untersuchten Fugen das Moment bezogen auf die Mitte der jeweiligen Fuge aufgestellt.

1. Ermittelung des Gewichtes des Mauerkörpers oberhalb einer beliebigen Fuge und des Momentes desselben in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge.

Wie aus Tafel XI ersichtlich, wird das Mauerprofil zunächst in Lamellen geteilt, welche wieder in Rechtecke und Dreiecke zerlegt sind. Für die letzteren wurden für einen Mauerkörper von 1 m Breite die Momente in bezug auf die eingezeichnete, durch die vordere Kante der Sperrmauer gelegte Achse $x - x$ aufgestellt.

Der Abstand des Schwerpunktes, der über einer zu untersuchenden Fuge liegenden Fläche von dieser Achse wird dann dargestellt durch den Quotient: $\frac{\text{Gesamtmoment}}{\text{Gesamtfläche}}$, während der Abstand des Schwerpunktes von der Fugenmitte dann gleich dem Werte der folgenden algebraischen Summe (Abstand der Achse $x - x$ von der Vorderkante der Fuge) + (Abstand des Schwerpunktes von der Achse $x - x$) — (halbe Fugenlänge) ist.

Das Moment des Mauerwerkes, sowie das Gewicht desselben wird gefunden durch Multiplikation des Flächenmomentes bezw. der Fläche mit dem spezifischen Gewicht 2,30 des Mauerwerkes.

Für alle Momente wird festgesetzt, daß die rechtsdrehenden mit positiven, die linksdrehenden mit negativen Vorzeichen in die Rechnung eingeführt werden.

2. Gewicht der Mauerabschnitte und Momente derselben in bezug auf Fugenmitte.

Mit Hilfe der Tabelle A sind in der darauffolgenden Tabelle B die Abstände der Schwerlinie von der Achse $x - x$ ermittelt, und zwar jedesmal für den Mauerteil von Krone bis zu der in Betracht kommenden Fuge.

Das Gewicht des Kubikmeters Mauerwerk ist zu 2,3 t angenommen. Die Flächen der Mauerabschnitte sind aus der Tabelle A ersichtlich; dieselben, multipliziert mit dem Gewichte 2,3 für den Kubikmeter Mauerwerk, ergeben das Gewicht des über der jedesmaligen Fuge liegenden Mauerkörpers. Das Produkt aus den so ermittelten Gewichten und den Abständen der Sehwerlinie von der Mitte der Fuge, die aus den in der Tabelle B, Spalte 8 gefundenen Abständen und den Abmessungen auf Tafel XI ermittelt sind, ergibt die Momente der Mauerabschnitte.

A. Tabelle der Flächen bezw. Gewichte der einzelnen Lamellen.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
				Lamellen:			
				Fläche in Quadratmeter		Gewicht in Tonnen	
Lamelle No.	Fläche No.	Faktoren	Flächen in Quadratmeter	einzeln	von der Oberkante der Mauer bis zur Fuge	einzeln	von der Oberkante der Mauer bis zur Fuge
I.	F_1	$\frac{0{,}34 \,.\, 4{,}0}{2}$	0,68				
	F_2	3,80 . 4,0	15,20				
	F_3	$\frac{0{,}40 \,.\, 4{,}0}{2}$	0,80	16,68	16,68	38,36	38,36
II.	F_4	$\frac{1{,}41 \,.\, 4{,}0}{2}$	2,82				
	F_5	0,34 . 4,0	1,36				
	F_6	4,90 . 4,0	19,60	23,78	40,46	54,69	93,06
III.	F_7	$\frac{1{,}91 \,.\, 4{,}0}{2}$	3,82				
	F_8	1,75 . 4,0	7,00				
	F_9	4,90 . 4,0	19,60	30,42	70,88	69,97	163,02
IV.	F_{10}	$\frac{2{,}44 \,.\, 4{,}0}{2}$	4,88				
	F_{11}	3,66 . 4,0	14,64				
	F_{12}	4,90 . 4,0	19,60	39,12	110,00	89,98	253,00
V.	F_{13}	$\frac{1{,}36 \,.\, 2{,}0}{2}$	1,36				
	F_{14}	6,10 . 2,0	12,20				
	F_{15}	4,90 . 2,0	9,80	23,36	133,36	53,73	306,73

Die in Betracht kommenden Flächen, Gewichte, Hebelarme und Momente sind in der Tabelle B zusammengestellt.

3. Ermittelung der Momente der Wasserdrücke und Wasserlasten.

Die Wasserdrücke sind von der Mauerkrone bis zur jedesmaligen Fuge gerechnet, und zwar in horizontaler Richtung, so daß für die geneigten Teile der hinteren Mauerbegrenzung noch die auf diesen Teilen ruhenden Wasserlasten zu berücksichtigen sind (siehe Tabelle D).

Der Wasserdruck ist allgemein $W = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$, worin γ das Gewicht des Kubikmeters Wasser und h die Höhe vom Wasserspiegel bis zur Fuge bedeutet.

B. Momente des Mauergewichtes in bezug auf die Mitte der untersuchten Fuge.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
Lamelle No.	Fläche No.	Abstand des Schwerpunktes von der Achse $x - x$	Fläche	Momente der einzelnen Flächen	Momente der einzelnen Lamellen	Moment dividiert durch Fläche	Abstand von der Achse $x - x$	Abstand der Schwerlinie von der Mitte der Fuge	Gesamtgewicht	Moment
		m	m²	m/m²	m/m²	m	m	m	t	t/m
I.	F_1	− 0,11	0,68	− 0,07						
	F_2	+ 1,90	15,20	+ 28,88						
	F_3	+ 3,93	0,80	+ 3,14	+ 31,95	$\frac{31,95}{16,68}$	1,91	$0,34 + 1,91 - \frac{4,54}{2} = -0,02$	38,36	38,36 . (−0,02) = − 0,77
II.	F_4	− 0,81	2,82	− 2,28			1,91	$0,34 + 1,91 - \frac{5,24}{2} = -0,37$	38,36	38,36 . (−0,37) = − 14,19
	F_5	− 0,17	1,36	− 0,23						
	F_6	+ 2,45	19,60	+ 48,02	+ 45,51	$\frac{31,95 + 45,51}{40,46} = \frac{77,46}{40,46}$	1,91	$1,75 + 1,91 - \frac{6,55}{2} = -0,33$	93,06	93,06 . (−0,33) = − 30,71
III.	F_7	− 2,39	3,82	− 9,13						
	F_8	− 0,88	7,00	− 6,16						
	F_9	+ 2,45	19,60	+ 48,02	+ 32,73	$\frac{77,46 + 32,73}{70,88} = \frac{110,19}{70,88}$	1,55	$3,66 + 1,55 - \frac{8,56}{2} = +0,93$	163,02	163,02 . 0,93 = + 151,61
IV.	F_{10}	− 4,47	4,88	− 21,81						
	F_{11}	− 1,83	14,64	− 26,79						
	F_{12}	+ 2,45	19,60	+ 48,02	− 0,58	$\frac{110,19 - 0,58}{110,00} = \frac{109,61}{110,00}$	1,00	$6,10 + 1,00 - \frac{11,00}{2} = +1,60$	253,00	253,00 . 1,60 = + 404,80
V.	F_{13}	− 6,55	1,36	− 8,91						
	F_{14}	− 3,05	12,20	− 37,21						
	F_{15}	+ 2,45	9,80	+ 24,09	− 22,11	$\frac{109,61 - 22,11}{133,36} = \frac{87,50}{133,36}$	0,65	$7,46 + 0,65 - \frac{12,36}{2} = +1,93$	306,73	306,73 . 1,93 = + 591,99

Die Ermittelung der Momente der Wasserdrücke erfolgt nach den Formeln:

$$W = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}; \quad M = W \cdot \frac{h}{3} = \gamma \cdot \frac{h^3}{6}.$$

C. Momente des Wasserdruckes.

1.	2.	3.	4.	5.
Höhe der gedrückten Fläche ab Mauerkrone	$\frac{h}{3}$	Wasserdruck $W = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$	Druck auf jede Lamelle $= W$	Moment $M = \gamma \cdot \frac{h^3}{6}$
m	m	t	t	m/t
4	1,33	$W_1 = 8,00$	I. $W_1 = 8,00$	— 10,67
8	2,67	$W_2 = 32,00$	II. $W_2 = 24,00$	— 85,33
12	4,00	$W_3 = 72,00$	III. $W_3 = 40,00$	— 288,00
16	5,33	$W_4 = 128,00$	IV. $W_4 = 56,00$	— 682,67
18	6,00	$W_5 = 162,00$	V. $W_5 = 34,00$	— 972,00

4. Wasserlasten und Wasserlastmomente.

Es kommen in Betracht:

1. die Wasserlast auf der geneigten Fläche von Mauerkrone bis zu der 4 m tiefer liegenden Fuge;
2. die Wasserlast auf dem durch Fortfall der Verblendung an der Hinterkante 4 m unter der Mauerkrone entstehenden Absatze von 0,70 m Breite.

Die Wasserlast kommt bei allen tiefer liegenden Fugen mit in Betracht.

(Siehe die Tabellen D und E auf Seite 203.)

5. Ermittelung des Erddruckes und der Erddruckmomente.

Der Erddruck wird hervorgerufen durch die hinter der Mauer angebrachte, vom Mauerfuße bis zur 3 m unter der Mauerkrone liegenden Fuge hinaufreichende Erdhinterfüllung, deren Oberfläche im Verhältnis 1 : 2 gegen die Horizontale geneigt ist.

Für den nassen Erdboden der Hinterfüllung wurde ein Gewicht von 1900 kg/m³ und ein natürlicher Böschungswinkel von 20° angenommen. Der Reibungswinkel an der Mauer wurde 0° gesetzt. Für das bereits in Rechnung gezogene Wasser sind 1000 kg/m³ abzuziehen, so daß für die Erde allein ein Gewicht von 900 kg/m³ bleibt. Bei leerem Becken wurde für den trockenen Erdboden der Hinterfüllung ein Gewicht von 1700 kg/m³ angenommen.

Unter vorstehenden Voraussetzungen wurde der Erddruck nach dem Rebhannschen Verfahren auf Tafel XI ermittelt. Die Abmessungen des Erddruckdreieckes ergeben sich dann durch folgende Rechnung:

D. Wasserlast und Wasserlastmomente.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	h	b	F	G	Breite der Fuge $= B$ inkl. Verblendung	$\frac{B-0,7}{2}$	$\frac{1}{3} \cdot b$	$\frac{B-0,7}{2} - \frac{1}{3} \cdot b = Z$	Moment
m	m	m	m²	t	m				t/m
4	4	0,40	0,80	0,80	5,24	2,27	0,13	2,14	+ 1,71
						$\frac{B}{2}$	$\frac{1}{3} \cdot b + 0,7 = X$	$\frac{B}{2} - X$	
4	4	0,40	0,80	0,80	5,24	2,62	0,83	1,79	+ 1,43
8	4	0,40	0,80	0,80	6,65	3,33	0,83	2,50	+ 2,00
12	4	0,40	0,80	0,80	8,56	4,28	0,83	3,45	+ 2,76
16	4	0,40	0,80	0,80	11,00	5,50	0,83	4,67	+ 3,74
18	4	0,40	0,80	0,80	12,36	6,18	0,83	5,35	+ 4,28

E. Wasserlast auf dem 0,7 m breiten Absatze an der Wasserseite.

						$\frac{B}{2}$	$\frac{0,7}{2}$	$\frac{B-0,7}{2} = Z$	
4	4	0,7	2,80	2,80	5,24	2,62	0,35	2,27	+ 6,36
8	4	0,7	2,80	2,80	6,65	3,33	0,35	2,98	+ 8,34
12	4	0,7	2,80	2,80	8,56	4,28	0,35	3,93	+ 11,00
16	4	0,7	2,80	2,80	11,00	5,50	0,35	5,15	+ 14,42
18	4	0,7	2,80	2,80	12,36	6,18	0,35	5,83	+ 16,32

$$ab = 15,00.$$

$$\frac{ad}{ab} = tg\ 20^0.$$

$$ad = 15,0 \,.\, 0,36397 = 5,460.$$

$$\frac{ae}{ab} = sin.\ 20^0.$$

$$ae = 15,0 \,.\, 0,34202 = 5,130.$$

$$\frac{be}{ab} = cos.\ 20^0.$$

$$be = 15,0 \,.\, 0,93969 = 14,095.$$

$$tg\, abc = 2,0.$$

$$lg\, tg\, abc = 10,30103 - 10.$$

$$abc = 63^0\ 26'\ 6''.$$

$$ec = \frac{14,095}{tg\ 46^0\ 26'\ 6''}.$$

$$lg\ ec = 1,14907.$$

$$- lg\, tg\, ec = \frac{0,02374}{1,12533}.$$

$$ec = 13,345.$$

$$ac = 5{,}130 + 13{,}345 = 18{,}475.$$

$$ef = \sqrt{5{,}13 \,.\, 13{,}345} = 8{,}274.$$

$$af = ag = \sqrt{5{,}13^2 + 8{,}274^2} = 9{,}735.$$

$$\frac{gh}{be} = \frac{eg}{ce}.$$

$$gh = \frac{14{,}095 \,.\, 8{,}740}{13{,}345} = 9{,}231.$$

$$\triangle\, lmn = \triangle\, ghi.$$

$$\frac{ln \,.\, lm}{2} = g \cdot \frac{h^2}{2},\quad lm = \frac{9{,}231 \,.\, 9{,}231}{15} = 5{,}681.$$

$$pg = \frac{13}{15} \cdot 5{,}681 = 4{,}924.$$

$$rs = \frac{9}{15} \cdot 5{,}681 = 3{,}409.$$

$$sn = \frac{5}{15} \cdot 5{,}681 = 1{,}894.$$

F. Gröfse und Momente des Erddruckes
(nach dem Rebhannschen Verfahren).

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	b	h	Fläche	Erddrücke in Tonnen		Hebelarm	Moment in Tonnen-Meter	
				E bei vollem Becken	E bei leerem Becken		bei vollem Becken	bei leerem Becken
m	m	m	m²	1 m³ = 0,9 t	1 m³ = 1,7 t	m		
8	1,89	5	4,73	4,26	8,04	1,67	— 7,11	— 13,43
12	3,41	9	15,35	13,82	26,10	3,00	— 41,46	— 78,30
16	4,92	13	31,98	28,78	54,37	4,33	— 124,62	— 235,42
18	5,68	15	42,60	38,34	72,42	5,00	— 191,70	— 362,10

G. Entfernung der Schwerpunkte von der Mitte der Fuge in Meter.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	Mauerwerk		Wasserlast auf dem Absatze		$M + m$	$G + g$	$\frac{M+m}{G+g}$
	Moment t/m = m (Tab. B, Sp. 11)	Gewicht t = G (Tab. B, Sp. 10)	Moment t/m = m (Tab. E, Sp. 10)	Gewicht t = G (Tab. E, Sp. 5)			
m					t/m	t	m
4×							— 0,02
4××							— 0,37
4××	— 14,19	38,36	+ 6,36	2,80	— 7,83	41,16	— 0,19
8	+ 30,71	93,06	+ 8,34	2,80	+ 39,05	95,86	+ 0,41
12	+ 151,61	163,02	+ 11,00	2,80	+ 162,61	165,82	+ 0,98
16	+ 404,80	253,00	+ 14,42	2,80	+ 419,22	255,80	+ 1,64
18	+ 591,99	306,73	+ 16,32	2,80	+ 608,31	309,53	+ 1,97

6. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittelung der Stützlinie.

Die gefundenen Momente der Einzelkräfte und die vertikalen Lasten wurden zur Ermittelung der Stützlinie in den Tabellen H und J zusammengestellt und die Resultierenden der Momente in der mit ΣM bezeichneten, die Resultierenden der vertikalen Lasten in der mit ΣV bezeichneten Spalte gebildet.

H. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte, sowie Entfernung des Schnittpunktes der Gesamtresultierenden von der Kante des Kerns.

Volles Becken.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.
Lage der Fuge unterhalb der Mauerkrone	Mauerwerk		Wasserdruck		Wasserrechteck		Wasserdruck M in Tonnen-Meter (Tab. C, Sp. 5)	Erddruck M in Tonnen-Meter (Tab. F, Sp. 8)	ΣV	ΣM	Absolute Entfernung des Stützpunktes links von der Mitte $\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	$\frac{1}{6}\cdot f$	Abstand der Resultierenden von der Vorderkante des inneren Drittels $\frac{1}{6}\cdot f - \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = a$
	v in Tonnen (Tab. A, Sp. 8)	m in Tonnen-Meter (Tab. B, Sp. 11)	v in Tonnen (Tab. D, Sp. 5)	M in Tonnenmeter (Tab. D, Sp. 10)	v in Tonnen (Tab. E, Sp. 5)	M in Tonnen-Meter (Tab. E, Sp. 10)							
m									t	t/m	m	m	m
4×	38,36	— 0,77	0,80	+ 1,71	—	—	— 10,67	—	39,16	— 9,73	— 0,25	0,76	0,51
4××	38,36	— 14,19	0,80	+ 1,43	2,80	+ 6,36	— 10,67	—	41,96	— 17,07	— 0,41	0,87	0,46
8	93,06	+ 30,71	0,80	+ 1,84	2,80	+ 8,34	— 85,33	— 7,11	96,66	— 51,45	— 0,53	1,11	0,58
12	163,02	+ 151,61	0,80	+ 2,76	2,80	+ 11,00	— 288,00	— 41,46	166,62	— 164,09	— 0,98	1,43	0,45
16	253,00	+ 404,80	0,80	+ 3,74	2,80	+ 14,42	— 682,67	— 124,62	256,60	— 384,33	— 1,50	1,83	0,33
18	306,73	+ 591,99	0,80	+ 4,28	2,80	+ 16,32	+ 972,00	— 191,70	310,33	— 551,11	— 1,78	2,06	0,28

J. Momente des Verblendungsmauerwerkes in bezug auf die Mitte der untersuchten Fuge.

1.	2.	3.	4.	5.	6.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	Fläche F	Gewicht $F.2{,}3$	Abstand des Schwerpunktes von der Mauerachse $x - x$	Abstand der Schwerlinie von der Mitte der Fuge	Moment
m	m²	t	m	m	t/m
8	2,80	6,44	4,34	$1{,}75 + 4{,}35 - \frac{6{,}65}{2} = + 2{,}77$	+ 17,84
12	2,80	6,44	4,34	$3{,}66 + 4{,}35 - \frac{8{,}56}{2} = + 3{,}73$	+ 24,02
16	2,80	6,44	4,34	$6{,}10 + 4{,}35 - \frac{11{,}0}{2} = + 4{,}95$	+ 31,88
18	2,80	6,44	4,34	$7{,}46 + 4{,}35 - \frac{12{,}36}{2} = + 5{,}63$	+ 36,26

Der Abstand der Resultierenden von der Mitte der Fuge ist gleich dem Quotient:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{\text{Momentsumme}}{\text{Vertikalsumme}}.$$

In besonderen Spalten wird außerdem angegeben $^1/_6$ der Fugenlänge und Abstand der Resultierenden von der Vorderkante bezw. Hinterkante des inneren Drittels.

Die Tabelle H enthält alle Momente und Lasten, die für die Ermittelung der Stützlinie beim vollen Becken berücksichtigt werden müssen, während Tabelle K alle Momente und Lasten enthält für die Ermittelung der Stützlinie bei leerem Becken.

K. Leeres Becken.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
Lage der Fuge unterhalb der Mauerkrone	Mauerwerk		Verblendmauerwerk				Absolute Entfernung des Stützpunktes von der Mitte		Abstand der Resultierenden von der Hinterkante des inneren Drittels
	v (Tab. A, Sp. 8)	M (Tab. B, Sp. 11)	v (Tab. J, Sp. 3)	M (Tab. J, Sp. 6)	ΣV	ΣM	$\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	$\frac{1}{6} \cdot f$	$\frac{1}{6} \cdot f \cdot \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = b$
m	t	t/m	t	t/m	t	t/m			
4×	38,36	— 0,77	—	—	38,36	— 0,77	0,02	0,76	0,74
4××	38,36	— 14,19	—	—	38,36	— 14,19	0,37	0,87	0,50
8	93,06	+ 30,71	6,44	+ 17,84	99,50	+ 48,55	0,48	1,11	0,63
12	163,02	+ 151,61	6,44	+ 24,02	169,46	+ 175,63	1,04	1,43	0,39
16	253,00	+ 404,80	6,44	+ 31,88	259,44	+ 436,68	1,68	1,83	0,15
18	306,73	+ 591,99	6,44	+ 36,26	313,17	+ 628,25	2,01	2,06	0,05

7. Ermittelung der Kantenpressungen.

Nach Vereinigung sämtlicher Momente und Vertikalkräfte erfolgt nunmehr die Bestimmung der Kantenpressungen sowohl für gefülltes, als für leeres Becken, und zwar nach der Formel:

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6\,\Sigma M}{10\,B^2}.$$

Bei Umwandlung in kg/cm² ist zu setzen:

$$\sigma = \frac{1000\,\Sigma V}{100\,.\,100\,B} \pm \frac{6\,.\,1000\,.\,100\,\Sigma M}{100\,.\,10000\,B^2},$$

oder

$$\sigma = \frac{1}{10} \cdot \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{1}{10} \cdot \frac{6\,\Sigma M}{B^2}.$$

Bei vollem Becken findet die größte Pressung an der Luftseite statt und ist gegeben durch:

$$\sigma_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\Sigma V}{B} + \frac{1}{10} \cdot \frac{6\,\Sigma M}{B^2},$$

während in diesem Falle die kleinste Pressung an der Wasserseite sich ergibt aus:

$$\sigma_2 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\Sigma V}{B} - \frac{1}{10} \cdot \frac{6 \cdot \Sigma M}{B^2}.$$

Bei leerem Becken tritt das umgekehrte Verhältnis ein.

L. Ermittelung der Kantenpressungen.

I. Volles Becken.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	B = Breite der Fuge	ΣM (Tab. H, Sp. 11)	ΣV (Tab. H, Sp. 10)	Gleichmäßige Druckspannung $\frac{\Sigma V}{10 B}$	Absoluter Wert der Biegungsspannung $\frac{6\,\Sigma M}{10\,B^2}$	Größte Kantenpressung an der Luftseite $\frac{\Sigma V}{10 B} + \frac{6 \Sigma M}{10 B^2}$	Kleinste Kantenpressung an der Wasserseite $\frac{\Sigma V}{10 B} - \frac{6 \Sigma M}{10 B^2}$
m	m	t/m	t	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
4×	4,54	— 9,73	39,16	0,86	0,28	1,14	0,58
4××	5,24	— 17,07	41,96	0,80	0,37	1,17	0,43
8	6,65	— 50,45	96,66	1,45	0,70	2,15	0,75
12	8,56	— 164,09	166,62	1,95	1,34	3,29	0,61
16	11,00	— 384,33	256,60	2,33	1,91	4,24	0,42
18	12,56	— 551,11	310,33	2,51	2,16	4,67	0,35

II. Leeres Becken.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Entfernung der Fuge von der Mauerkrone	B = Breite der Fuge	ΣM (Tab. K, Sp. 7)	ΣV (Tab. K, Sp. 6)	Gleichmäßige Druckspannung $\frac{\Sigma V}{10 B}$	Absoluter Wert der Biegungsspannung $\frac{6 \Sigma M}{10 B^2}$	Größte Kantenpressung an der Wasserseite $\frac{\Sigma V}{10 B} + \frac{6 \Sigma M}{10 B^2}$	Kleinste Kantenpressung an der Luftseite $\frac{\Sigma V}{10 B} - \frac{6 \Sigma M}{10 B^2}$
m	m	t/m	t	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
4×	4,54	— 0,77	38,36	0,85	0,02	0,87	0,83
4××	5,24	— 14,19	38,36	0,93	0,31	1,04	0,42
8	6,65	+ 48,55	99,50	1,50	0,66	2,16	0,84
12	8,56	+ 175,63	169,46	1,98	1,44	3,42	0,54
16	11,00	+ 436,68	259,44	2,36	2,16	4,52	0,20
18	12,36	+ 628,25	313,17	2,53	2,47	5,02	0,05

Die Untersuchung zeigt also, daß, selbst wenn das Wasser bis zur Mauerkrone steigt, die höchste Kantenpressung innerhalb der zulässigen Grenze bleibt und die Stützlinie überall innerhalb des inneren Drittels des Mauerprofiles verläuft.

Bei Ermittelung der Querschnittsdimensionen dieser Talsperre wurden nachstehende Grundannahmen bezw. Bedingungen angenommen:

1. Das spezifische Gewicht des Mauerwerkes beträgt $\gamma' = 2,3$.
2. Die zulässige Maximalbeanspruchung des Mauerwerkes auf Druck soll $P_{max.} = 10$ kg pro cm² nicht übersteigen.
3. Den Stabilitätsuntersuchungen ist ein Wasserstand zugrunde gelegt, der bis an die Mauerkrone reicht, — ein Fall, der bei entsprechender Dimensionierung des Hochwasserüberfalles und der Grundablässe praktisch nie eintreten wird. Es zieht also die Untersuchung einen extrem ungünstigen Belastungsfall in Betracht. Bei der Profilierung der Mauer wurde das Hauptaugenmerk darauf gerichtet, die zulässige Maximalgrenze der Materialbeanspruchung sowohl bei gefülltem wie bei leerem Reservoir zu erreichen, d. h. die Festigkeit des Materials in beiden Fällen gleichmäßig auszunützen.

Außerdem wurde bei der Profilierung darauf geachtet, die Minimalbeanspruchungen möglichst hoch zu veranschlagen, um die Schwankungen innerhalb möglichst kleiner Grenzen zu halten.

Das Profil zeigt dementsprechend auch eine Minimalpressung von 0,73 bezw. 0,52 kg pro cm².

Die Bestimmung der Lage der Drucklinien für das leere und gefüllte Becken, die Ermittelung der maximalen und minimalen Materialpressungen und die Spannungsverteilung im Innern des Mauerkörpers wurden auf graphischem Wege vorgenommen.

Die hierdurch gewonnenen Werte sind aus den nachfolgenden Tabellen zu entnehmen.

Lamelle No.	Höhe der Lamelle m	Fugenbreite der Lamelle: obere m	untere m	Lamellen-fläche m²	Summe der Lamellen-flächen m²	Lamellen-gewichte t	Summe der Lamellen-gewichte t
I.	5,0	5,00	5,58	26,450	26,450	60,8350	60,8350
II.	5,0	5,58	7,50	31,600	58,050	62,0800	132,9150
III.	5,0	7,50	11,25	46,875	104,925	108,4125	241,3275
IV.	5,0	11,25	15,00	65,625	170,550	150,9375	392,2650
V.	5,0	15,00	18,75	84,375	254,925	194,0625	586,3275
VI.	5.0	18,75	22,50	103,125	358,050	237,1875	823,5150
VII.	5,0	22,50	26,25	121,875	479,925	280,3000	1103,8275
VIII.	5,0	26,25	30,00	140,625	620,550	323,4300	1427,2650
IX.	5,0	30,00	33,75	159,375	779,925	366,5620	1793,8275
X.	5,0	33,75	37,50	178,125	958,050	409,6873	2203,5150

Lamelle No.	Untere Fugenbreite $= B$	Für leeres Reservoir:						Für gefülltes Reservoir:						Bemerkungen.
		Eigengewicht G	Entfernung des Angriffspunktes der Resultierenden von der Mittellinie $= e$	$\frac{6e'}{B}$	Materialpressung			Eigengewicht + Vertikalkomponente des Wasserdrucks $G + V$	Entfernung des Angriffspunktes der Resultierenden von der Mittellinie $= e'$	$\frac{6e}{B}$	Materialpressung			
					an der Luftseite Minimum	im Mittel	an der Wasserseite Maximum				an der Luftseite Maximum	im Mittel	an der Wasserseite Minimum	
		t	m		kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	t	m		kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	
I.	5,58	60,8350	— 0,10	— 0,107	1,2060	1,090	0,9920	62,2725	0,50	0,5376	1,7160	1,116	0,5156	Die Resultierende aus Eigengewicht und Wasserdruck beträgt 2659,7 t, ihr Winkel mit der Basisfuge 62°.
II.	7,50	132,9150	0,30	0,240	1,3467	1,772	2,1970	138,6650	0,70	0,5600	2,8842	1,849	0,8118	
III.	11,25	241,3275	1,20	0,640	0,7720	2,145	3,5178	254,2850	0,70	0,3730	3,1034	2,260	1,4172	
IV.	15,00	392,2650	1,80	0,720	0,7320	2,615	4,4978	415,2650	1,05	0,4200	3,9311	2,768	1,6057	
V.	18,75	586,3275	2,20	0,704	0,9260	3,127	5,3284	622,2650	1,50	0,4800	4,9047	3,314	1,7233	
VI.	22,50	823,5150	2,60	0,693	1,1236	3,660	6,1964	875,2650	2,00	0,5330	5,9634	3,890	1,8366	
VII.	26,25	1103,8275	3,00	0,686	1,3191	4,201	7,0829	1174,2650	2,40	0,5480	6,9242	4,473	2,0218	
VIII.	30,00	1427,2650	3,40	0,680	1,5225	4,758	7,9934	1519,2650	2,80	0,5600	7,9001	5,064	2,2282	
IX.	33,75	1793,8275	3,80	0,675	1,7877	5,316	8,9043	1909,2650	3,30	0,5807	8,9437	5,657	2,3712	
X.	37,50	2203,5150	4,20	0,672	1,9270	5,875	9,8230	2347,2650	3,80	0,6080	10,0760	6,260	2,4540	

Lamelle No.	Mittlere Tiefe unter Wasserspiegel m	Wasserdruck horizontal pro Lamelle (in Tonnen)	Wasserdruck horizontal in Summa (in Tonnen)	Wasserdruck vertikal pro Lamelle (in Tonnen)	Wasserdruck vertikal in Summa (in Tonnen)
I.	2,5	12,50	12,50	1,4375	1,4375
II.	7,5	37,50	50,00	4,3125	5,7500
III.	12,5	62,50	112,50	7,1875	12,9375
IV.	17,5	87,50	200,00	10,0625	23,0000
V.	22,5	112,50	312,50	12,9375	35,9375
VI.	27,5	137,50	450,00	15,8125	51,7500
VII.	32,5	162,50	612,50	18,8675	70,4375
VIII.	37,5	187,50	800,00	21,5625	92,0000
IX.	42,5	212,50	1012,50	24,4375	116,4375
X.	47,5	237,50	1250,00	27,3125	143,7500

Auftrieb und Erddruck sind aus den früher angegebenen Gründen nicht berücksichtigt; diese gegen Auftrieb stabile Mauer würde einen Materialmehraufwand von ca. 15 % erfordern, was nicht nötig ist, da die Mauer durch Drainage diesbezüglich entlastet wird. Die in punkto Materialersparung von manchen Seiten als günstig angesehene Erdanschüttung wird rücksichtlich des Erddruckes nicht die statische Wirkung in dem gewünschten Maße ausüben, weil bei Sammelstauweihern die Erdanschüttung vollständig mit Wasser durchtränkt ist, was wohl teilweise bei der Berechnung durch Einsetzung von bloß 700—800 kg gegen 1700—1800 kg zum Ausdrucke gelangt.

Für Stauweiher zur Ansammlung von Genußwasser wird sich auch der Verunreinigung wegen diese Erdanschüttung, welche insbesondere als Materialdepot der Bauunternehmung sehr angenehm ist, nicht empfehlen. Der Vorteil des Schutzes der Isolierschichte gegen Frost und Hitze durch die Anschüttung entfällt bei solchen Sammelreservoiren, da in derselben zur Erzielung einer niederen Temperatur etc. eine permanente Mindestwassertiefe von 20 m ohnehin in Form des eisernen Vorrates erhalten bleibt.

Auf Tafel XIII ist das Profil einer Mauer für 38 m Höhe entwickelt, wobei Erddruck und Auftrieb berücksichtigt erscheinen.

Statische Untersuchungen eines Mauerprofils von 38 m Höhe
(nach beiläufig angenommenen Dimensionen).

Die Staumauer soll auf ihre Beanspruchungen hin in 2 möglichen und möglichst ungünstigen Fällen untersucht werden. Fall I wäre der, daß das Talsperrenwasser bis zur Kote 538,00, das ist bis zur Mauerkrone reiche, so daß bis zur Fundierungssohlenkote 500,00 eine Wasserhöhe von 38,0 m vorhanden ist; und der Fall II wäre jener während des Betriebes hin und wieder sich ergebende Zustand, daß das Wasser bis zur Kote 520,00 abgelassen wird, das ist bis zur Höhe des Beginns der Erdanschüttung. In beiden Fällen sollen

die im Mauerprofil sich ergebende Drucklinie, sowie die hierdurch bestimmten Spannungen in einzelnen horizontalen Querschnitten auf rein rechnerischem Wege ermittelt werden, deren Resultate durch die Tafel XIII veranschaulicht werden; in dieser ist die Untersuchung des Falles I in schwarzer Farbe ausgeführt und die Spannungsverteilungstrapeze in sienagelber Farbe angelegt, während die auf den Fall II bezüglichen Darstellungen in roter Farbe markiert erscheinen.

Im Falle I ist auch angenommen, daß in den angenommenen Fugen Wasser eindringe, dessen Auftrieb mehr oder weniger bedeutende Änderungen in der Spannungsverteilung hervorbringt, wie später ausführlicher gezeigt werden wird. Die Linien gleicher Beanspruchung (Spannungsniveaukurven) vermitteln zwischen den einzelnen Querschnitten und gestatten, durch einfache Interpolation für jeden Punkt der Mauer in jedem gegebenen Fall die dort herrschende Beanspruchung zu finden. Die blau angelegten Spannungsprofile in den einzelnen Querschnitten, gegeben durch Berücksichtigung etwa entstehenden Auftriebs, gestatten die Konstruktion kontinuierlicher Linien gleicher Beanspruchung, wie ebenfalls später gezeigt werden wird, nicht.

Als spezifisches Gewicht des Mauerwerks werden 2,30 t/m³, des Wassers 1,00 t/m³, der nassen Erde unter Wasser ein Mehrgewicht von 0,90 t/m³ gegenüber Wasser angenommen.

Gestalt, Fläche und Gewichte der Mauer resp. der einzelnen Lamellenteile zwischen 2 vertikalen parallelen Ebenen in 1,00 m Distanz.

Die Gestalt des Mauerprofils ist aus der Zeichnung ersichtlich. Von der Kote 535,0 ab sind in Abständen von 5,00 m horizontale Schnitte I, II bis VIII geführt, welche das Profil in gleichbezeichnete Lamellen teilen, deren Flächen und Gewichte mit F_n resp. Q_n und dem betreffenden Index bezeichnet sind. Außerdem werden die Flächen und Gewichte $\Sigma_0^n F$ und $\Sigma_0^n Q$ in jedem Falle von der Krone bis zur betreffenden Querschnittsebene herab gerechnet. Für die spätere Zusammensetzung der wirkenden Kräfte ist es notwendig, auch die Drehmomente der einzelnen Lamellengewichte in bezug auf einen Punkt der vertikalen Achse XX, sowie die Summe der Momente der Lamellen gewichte von der Krone bis zur betreffenden Schnittebene herab zu ent wickeln.

(Siehe die Zusammenstellung auf Seite 214 oben.)

Gewicht der Lamellen pro 1 m Tiefe:	Q_n	$\Sigma_0^n Q_n$
$Q_1 =$ 12,00 . 2,30	= 27,600 t	27,600 t
$Q_2 =$ 23,45 . 2,30	= 53,935 „	81,535 „
$Q_3 =$ 40,02 . 2,30	= 92,046 „	173,581 „
$Q_4 =$ 59,10 . 2,30	= 135,930 „	309,551 „
$Q_5 =$ 79,54 . 2,30	= 182,942 „	492,453 „
$Q_6 =$ 101,05 . 2,30	= 232,415 „	724,868 „
$Q_7 =$ 122,57 . 2,30	= 281,911 „	1006,779 „
$Q_8 =$ 144,17 . 2,30	= 331,591 „	1338,370 „

Kubatur der Lamellen pro 1 m Tiefe:	F_n	$\Sigma_0^n F$
$F_1 = 4{,}00 \,.\, 3{,}00 =$	12,00 m³	12,00 m³
$F_2 = [\,4{,}00 \,.\, 5{,}00] + \frac{5{,}00 \,.\, 2{,}10}{2} - \frac{2}{3}\,[5{,}40 \,.\, 0{,}50] =$	23,45 „	35,45 „
$F_3 = [\,6{,}10 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}81 \,.\, 5{,}00}{2} =$	40,02 „	75,47 „
$F_4 = [\,9{,}91 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}82 \,.\, 5{,}00}{2} =$	59,10 „	134,57 „
$F_5 = [13{,}73 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}82 \,.\, 5{,}00}{2} + \frac{5{,}0 \,.\, 0{,}5}{2} =$	79,54 „	214,11 „
$F_6 = [18{,}05 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}82 \,.\, 5{,}00}{2} + \frac{5{,}0 \,.\, 0{,}5}{2} =$	101,05 „	315,16 „
$F_7 = [22{,}36 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}81 \,.\, 5{,}00}{2} + \frac{5{,}0 \,.\, 0{,}5}{2} =$	122,57 „	437,73 „
$F_8 = [26{,}67 \,.\, 5{,}00] + \frac{3{,}83 \,.\, 5{,}00}{2} + \frac{5{,}0 \,.\, 0{,}5}{2} =$	144,17 „	581,90 „
	581,90 m³	

Die Lage der einzelnen Kräfte Q_n erhält man, indem man die Flächenmomente in bezug auf die Achse XX durch die Fläche F_n dividiert.

$$\text{I.}\quad s_1 = 2{,}00 \qquad = 2{,}00 \text{ m}$$

$$\text{II.}\quad s_2 = \frac{20{,}00 \,.\, 2{,}00 + 3{,}45\,[4{,}0 + 0{,}50]}{23{,}45} = \frac{55{,}527}{23{,}45} \qquad = 2{,}37 \text{ „}$$

$$\text{III.}\quad s_3 = \frac{30{,}50 \,.\, 3{,}05 + 9{,}52\left[6{,}10 + \frac{3{,}81}{3}\right]}{40{,}02} = \frac{176{,}9124}{40{,}02} \qquad = 4{,}42 \text{ „}$$

$$\text{IV.}\quad s_4 = \frac{49{,}55 \,.\, 4{,}95 + 9{,}55\left[9{,}91 + \frac{3{,}82}{3}\right]}{59{,}10} = \frac{352{,}0395}{59{,}10} \qquad = 5{,}95 \text{ „}$$

$$\text{V.}\quad s_5 = \frac{68{,}65 \,.\, 6{,}27 + 9{,}55\left[13{,}73 + \frac{3{,}82}{3}\right] - 1{,}25 \cdot \frac{0{,}5}{3}}{79{,}54} = \frac{614{,}6630}{79{,}54} \qquad = 7{,}74 \text{ „}$$

$$\text{VI.}\quad s_6 = \frac{17{,}55 \,.\, 5{,}00 \,.\, 8{,}77 + 9{,}55\left[17{,}55 + \frac{3{,}82}{3}\right] - \left[\frac{0{,}5 \,.\, 5{,}0 \,.\, 0{,}5}{2} + \frac{0{,}5 \,.\, 0{,}5 \,.\, 0{,}67}{2}\right]}{101{,}05} =$$

$$= \frac{947{,}8360}{101{,}05} = 9{,}38 \text{ m}$$

$$\text{VII.}\quad s_7 = \frac{21{,}36 \,.\, 5{,}00 \,.\, 10{,}68 + 9{,}55\left[21{,}36 + \frac{3{,}82}{3}\right] - \left[\frac{1{,}0 \,.\, 0{,}5 \,.\, 1{,}0}{2} + \frac{0{,}5 \,.\, 5{,}0 \,.\, 1{,}17}{2}\right]}{122{,}57} =$$

$$= \frac{1342{,}7780}{122{,}57} = 10{,}95 \text{ m}$$

$$\text{VIII.}\quad s_8 = \frac{25{,}17\,.\,5{,}00\,.\,12{,}58 + 9{,}55\left[25{,}17 + \frac{3{,}82}{3}\right] - \left[\frac{1{,}5\,.\,0{,}5\,.\,1{,}5}{2} + \frac{0{,}5\,.\,5{,}0\,.\,1{,}67}{2}\right]}{144{,}17} =$$

$$= \frac{1828{,}0780}{144{,}17} = 12{,}68 \text{ m}$$

Die Zähler dieser Brüche mit 2,30 multipliziert, stellen die Gewichtsmomente der Lamellen in bezug auf die Achse XX dar.

		M_n	$\sum_0^n M_n$
$M_1 =$	12,00 . 2,00 . 2,30	= 55,2000 m/t	55,2000 m/t
$M_2 =$	55,5270 . 2,30	= 127,7075 „	182,9075 „
$M_3 =$	176,9124 . 2,30	= 406,8985 „	589,8060 „
$M_4 =$	352,0395 . 2,30	= 809,6908 „	1399,4968 „
$M_5 =$	614,6630 . 2,30	= 1413,7249 „	2813,2217 „
$M_6 =$	947,8360 . 2,30	= 2180,0228 „	4993,2445 „
$M_7 =$	1342,7780 . 2,30	= 3088,3894 „	8081,6339 „
$M_8 =$	1828,0780 . 2,30	= 4204,5794 „	12 286,2133 „
		12 286,2133 m/t	

Alle diese auf das Mauerprofil bezüglichen Daten sind in nachstehender Tabelle vereinigt:

Lamelle No.	Breite der Lamelle	Distanz von xx			Fläche F_n	Flächensumme $\sum_0^n F_n$	Gewicht Q_n	Gewichtssumme $\sum_0^n Q_n$	s_n	Moment M_n	Momentsumme $\sum_0^n M_n$
		Kernpunkt	Mitte	Kernpunkt							
I.	4,00	1,33	2,00	2,67	12,00	12,00	27,600	27,600	2,00	55,2000	55,2000
II.	6,10	2,03	3,05	4,06	23,45	35,45	59,935	81,535	2,37	127,7075	182,9075
III.	9,91	3,30	4,95	6,60	40,02	75,47	92,046	173,581	4,42	406,8985	589,8060
IV.	13,73	4,58	6,87	9,16	59,10	134,57	135,930	309,551	5,95	809,6908	1 399,4968
V.	18,05	5,52	8,53	11,54	79,54	214,11	182,942	492,453	7,74	1413,7249	2 813,2217
VI.	22,36	6,45	10,18	13,90	101,05	315,16	232,415	724,868	9,38	2180,0228	4 993,2445
VII.	26,67	7,39	11,83	16,28	122,57	437,73	281,911	1006,779	10,95	3088,3894	8 081,6339
VIII.	31,00	8,33	13,50	18,66	144,17	581,90	331,591	1338,370	12,68	4204,5794	12 286,2133

Fall I. Statische Untersuchung der Mauer bei einem Höchststau bis Kote 538,00.

a) Wasserdrücke.

Der Wasserdruck ist, von oben nach unten gleichmäßig wachsend, durch das bekannte Wasserdruckdreieck dargestellt; bezeichnet man mit W_n jedesmal den Wasserdruck vom Höchstwasserspiegel bis zur betreffenden Fuge, so ist er dargestellt durch $W_n = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$, worin γ das spezifische Gewicht

und h die Tiefe der Fuge unter dem Höchstwasserspiegel bedeutet; da $\gamma = 1{,}00$ t/m³ bedeutet, so ist $W_n = \frac{h^2}{2}$; die Richtung dieses Wasserdruckes ist bis zur Lamelle IV horizontal, der Angriffspunkt der Kraft geht durch den Schwerpunkt des Druckdreiecks. Das Drehmoment des jeweiligen Wasserdruckes in bezug auf den Schnittpunkt der Achse XX mit der Fuge ist:

$$M_{Wn} = \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{h^3}{6}.$$

Vom Punkte IV, nämlich von dem Punkte an, wo die Vorderfläche der Mauer geböscht ist, tritt der Wasserdruck senkrecht zu dieser Dossierung, also in schräger Richtung auf. Die für die vertikale Fläche auftretende Druckfigur (Trapez) IV, 1, 2, 3 wird für die geböschte Fläche einfach an die Gerade IV V angetragen und ist somit IV, V, 2', 3'.

Die Ermittelung von Größe, Art und Richtung der Kraft geschieht in folgender Art. Die Druckfigur ist für die Lamellenbreite d gleich:

$$W_n = (h - d) \,.\, d + \frac{d^2}{2} = d\left[h - d + \frac{d^2}{2}\right] = \frac{d}{2}\,[2h - d].$$

Das Moment in bezug auf den unteren Begrenzungspunkt der geböschten Fläche (Punkt V, VI etc.) ist:

$$M_{Wn} = (h - d)\frac{d^2}{2} + \frac{d^3}{6} = \frac{d^2}{6}\,[3h - 2d].$$

Dividiert man $\frac{M_{Wn}}{W_n} = d'_n$, so erhält man die Distanz der Kraft vom unteren Begrenzungspunkt der geböschten Fläche:

$$d'_n = \frac{d}{3} \cdot \frac{3h - 2d}{2h - d}.$$

Wir brauchen aber das Moment der Kraft W_n auf den Schnittpunkt der Achse XX mit der Fuge, damit es mit den von den anderen Kräften herrührenden, ebenfalls auf diesen Pol bezogenen Momenten zusammengesetzt werden kann.

$$M^V_{Wn} = W_n \,.\, d'_n,$$

$$M^1_{Wn} = W_n \,.\, d'_r; \quad d'_r = d'_n - e; \quad e = V1 \,.\, sin.\, \alpha,$$

$$sin.\, \alpha = \frac{0{,}5}{\sqrt{5{,}0^2 + 0{,}5^2}} = 0{,}0995.$$

Der Wasserdruck in einer Fuge unterhalb IV ist deshalb zusammengesetzt aus dem horizontalen Wasserdruck W_{IV}, plus dem schrägen W_n, dessen 2 Komponenten $W^V_n = W_n \,.\, sin.\, \alpha$, $W^H_n = W_n \,.\, cos.\, \alpha$ sind; die Wasserdruckmomente sind gleich dem Moment des W_{IV} auf den betreffenden Punkt plus dem auf diesen Punkt reduzierten Moment des W_n.

Zusammenstellung der horizontalen und schrägen Wasserdrücke.

Fuge No.	Tiefe unter 538,00	Horizontaler Wasserdruck W_n	Moment M_{W_n}	Schräger Wasserdruck W_n	W_n^V	W_n^H	Moment des W_n auf Punkt der Böschung	Distanz	Reduziertes Moment
I.	3,00	4,50	4,5000	—	—	—	—	—	—
II.	8,00	32,00	85,3333	—	—	—	—	—	—
III.	13,00	84,50	366,1666	—	—	—	—	—	—
IV.	18,00	162,00	972,0000	—	—	—	—	—	—
			Moment des W_{IV}						
V.	23,00	—	1782,0000	102,50	10,20	101,98	246,0300	2,40	240,8750
VI.	28,00	—	2529,0000	230,00	22,88	228,85	1066,8800	4,64	1044,2000
VII.	33,00	—	3402,0000	382,50	38,05	380,85	2587,5000	6,76	2528,3250
VIII.	38,00	—	4212,0000	560,00	55,72	557,20	4933,3300	8,81	4821,6000

b) Erddruck.

Da bis zur Kote 520,00 vor der Mauer eine Erdanschüttung vorgesehen ist, so muß auch deren Erddruck auf die Mauer beachtet werden. Für das Übergewicht des Erdmaterials unter Wasser gegen das Wasser werden 0,900 t/m³ angenommen, der natürliche Böschungswinkel $h = 20^0$; der Reibungswinkel des Erdmaterials am Mauerwerk wird vernachlässigt, so daß der Erddruck $\perp$ zur Mauerfläche wirkt; der Erddruck wird (wie in der Zeichnung für die Fuge VIII dargestellt) nach dem Rebhannschen Verfahren ermittelt, wobei sich das Erddruckdreieck *rse* ergibt, welches in Gestalt des Dreieckes *VIII E IV* an die vordere Böschung angetragen erscheint. Die rechnerische Ermittelung ist folgende:

VIII R aus Dreieck *IV VIII R*.

$$VIII\,R = IV\,VIII \cdot \frac{sin.\,\beta}{sin.\left\{180 - (90 - \alpha + \beta)\right\}} = IV\,VIII \cdot \frac{sin.\,\beta}{cos.\,\beta - \alpha}.$$

$$IV\,VIII = \frac{20\,000}{cos.\,\alpha}.$$

$$VIII\,m = VIII\,R \cdot \frac{sin.\left\{180 - (\gamma + 90 - \beta + \alpha)\right\}}{sin.\,\gamma} = VIII\,R \cdot \frac{cos.\,(\gamma + \alpha - \beta)}{sin.\,\gamma}.$$

$$VIII\,n = \sqrt{IV\,VIII\,.\,VIII\,m};\quad VIII\,p = VIII\,n;\quad VIII\,r = VIII\,R = \frac{VIII\,p}{VIII\,m}.$$

$$VIII\,t = IV\,VIII \cdot \frac{sin.\,\gamma}{sin.\,(90 - \beta + \alpha + \gamma)} = IV\,VIII \cdot \frac{sin.\,\gamma}{cos.\,(\gamma + \alpha - \beta)}.$$

$$r\,t = VIII\,t - VIII\,r;\quad r\,s = r\,t \cdot \frac{cos.\,(\gamma + \alpha - \beta)}{sin.\,(\gamma - \beta)}.$$

$\alpha = 5^0\ 42'\ 38''$. $\beta = 20^0\ 0'\ 0''$. $\gamma = 57^0\ 43'\ 25''$.

$$rs = rt = VIII\,u = 12{,}48 \text{ m}.$$

Der Erddruck $area\ (r\,e\,s) = \frac{\overline{rs}^2}{2} \cdot sin.\ (90 - \alpha) = \frac{\overline{rs}^2}{2} \cdot cos.\ \alpha$.

$$area\ IV\,VIII\,e = area\,(r\,e\,s) = \frac{\overline{rs}^2\ cos.\ \alpha}{2} = \frac{20{,}00\ .\ VIII\,E}{2}.$$

$$VIII\,E = \frac{\overline{rs}^2\ cos.\ \alpha}{20{,}00}. \qquad VIII\,E = 7{,}69 \text{ m}.$$

Für die anderen Fugen ergibt sich $VIII\,E$ proportional ebenso, wie die Erddrücke selbst.

$$E_{VIII} = \frac{20{,}00\ .\ 7{,}69}{2} \cdot 0{,}9 = 69{,}21 \text{ t.} \qquad E_{VII} = \frac{15{,}0\ .\ 5{,}77}{2} \cdot 0{,}9 = 38{,}94 \text{ t.}$$

$$E_{VI} = \frac{10{,}0\ .\ 3{,}845}{2} \cdot 0{,}9 = 17{,}30 \text{ t.} \qquad E_{V} = \frac{5{,}00\ .\ 1{,}923}{2} \cdot 0{,}9 = 4{,}32 \text{ t.}$$

Der Angriffspunkt liegt im Drittel der dreieckigen Druckfigur; ihr Moment auf Schnittpunkt der Fuge und Böschung ist leicht gerechnet. Es wird, wie im vorigen Falle, auf den Pol zum Schnittpunkt der Fuge mit xx reduziert.

Zusammenstellung der Erddrücke.

Fuge No.	Erddruck E_n in Tonnen	$V_n = E_n\ sin.\ \alpha$	$H_n = E_n\ cos.\ \alpha$	Moment	Reduziertes Moment
V.	4,320	0,430	4,300	7,2144	6,9984
VI.	17,300	1,720	17,210	57,4814	55,7604
VII.	38,940	3,870	38,750	194,5250	188,7125
VIII.	69,210	6,890	68,870	461,4290	447,6550

c) Zusammensetzung der Kräfte.

Die Kräfte werden zusammengesetzt zu Resultanten, indem man für jeden Querschnitt die Summe aller Vertikal-, sowie aller Horizontalkräfte und der Drehmomente bildet. Der Sinn aller Kräfte, sowie aller Momente in bezug auf den jeweiligen Pol zum Schnittpunkt der xx mit der Fuge ist derselbe, so daß Vorzeichen nicht zu berücksichtigen sind und die algebraische Summierung hier auch eine arithmetische wird. Durch Division $\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ erhält man den Angriffspunkt der Resultanten auf der Horizontalfuge, durch den Bruch $\frac{\Sigma M}{\Sigma H}$ den Angriffspunkt der Resultierenden auf der XX-Achse, in beiden Fällen vom Momentenpol aus gemessen. Die Verbindungsgerade beider stellt Richtung und Lage der Resultanten vor. Die Verbindungskurve der ersteren Punkte stellt die sogen. Stützlinie vor. Es soll die Zusammensetzung beispielsweise für die Fuge VI gezeigt werden:

$$\Sigma_o^{VI} V = \Sigma_o^{VI} Q + W_{VI}^{V} + E_{VI}^{V} = 724{,}868 + 22{,}880 + 1{,}720 \qquad = 749{,}468 \text{ t}$$

$$\Sigma_o^{VI} H = W_{IV} + W_{VI}^{H} + E_{VI}^{H} = 162{,}000 + 228{,}85 + 17{,}210 \qquad = 408{,}060 \text{ t}$$

$$\Sigma_o^{VI} M = \Sigma_o^{VI} M_Q + M_{W\,IV}^{VI} + M_{W\,VI}^{'} + M_{E\,VI}^{'} = 4{,}993{,}2445 +$$
$$+ 2{,}592{,}0000 + 1{,}044{,}2000 + 55{,}7604 = 8{,}685{,}2049 \text{ m/t}$$

$$x = \frac{8{,}685{,}2049}{749{,}468} = 11{,}58 \text{ m}; \quad y = \frac{8{,}685{,}2049}{408{,}060} = 21{,}28 \text{ m}.$$

Zieht man von x die Distanz der Querschnittsmitte von XX ab, so erhält man „a" die Entfernung der Stützlinie von der Querschnittsmitte. Diese Werte sind in der nachfolgenden Tabelle vereinigt:

Fuge No.	Summe der Vertikal-kräfte	Summe der Horizontal-kräfte	Summe der Momente	x	y	a
I.	27,600	4,500	59,7000	2,16	13,26	0,16
II.	81,535	32,000	268,2408	3,29	8,38	0,24
III.	173,581	84,500	955,9726	5,51	11,31	0,56
IV.	309,511	162,000	2 371,4968	7,66	14,64	0,79
V.	503,133	268,280	4 843,0951	9,62	18,05	1,09
VI.	749,468	408,060	8 685,2049	11,58	21,28	1,40
VII.	1048,699	581,330	14 200,6714	13,54	24,43	1,71
VIII.	1400,980	788,070	21 774,4683	15,54	27,63	2,04

d) Ermittelung der Randspannungen in den Querschnitten.

Nunmehr kann an die Ermittelung derselben geschritten werden. Nach den bekannten Formeln ist:

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b\,b'} \pm \frac{6\,\Sigma V.\,a}{b'\,b^2} = \frac{\Sigma V}{b\,b'} \cdot \frac{b \pm 6\,a}{b}.$$

Hierin stellen b und b' die Dimensionen des Querschnitts dar, ΣV und a die bekannten Werte. Das bisherige System „Meter-Tonne" wird verlassen und nunmehr in der Dimension „Zentimeter-Kilogramm" gerechnet; b ist hierbei 100 cm. $\frac{\Sigma V}{100\,b}$ ist die mittlere Spannung. In nachstehender Tabelle sind alle hier in Betracht kommenden Größen vereinigt.

(Siehe die Tabelle auf Seite 220.)

In einfacher Weise konnten nunmehr die Kurven gleicher Beanspruchung in Abständen von 1,0 at konstruiert werden.

Fuge No.	Breite b cm	$\Sigma_o^n V_n$ kg	a cm	Mittlere Spannung kg/cm²	Spannung an der Luftseite kg/cm²	Spannung an der Wasserseite kg/cm²
I.	400	27,600	16,0	0,690	0,856	0,520
II.	610	81,535	24,0	1,336	1,651	1,021
III.	991	173,581	56,0	1,751	2,346	1,157
IV.	1373	309,511	79,0	2,253	3,030	1,476
V.	1805	503,133	109,0	2,787	3,799	1,778
VI.	2236	749,468	140,0	3,352	4,612	2,092
VII.	2667	1048,699	171,0	3,932	5,434	2,418
VIII.	3100	1400,980	204,0	4,519	6,281	2,734

e) Berücksichtigung des Auftriebes.

Den neuesten Anschauungen folgend, wird auch der Einfluß des Auftriebes auf die Spannungsverteilung berechnet, welcher sich äußert, wenn das unter seinem eigenen Druck befindliche Talsperrenwasser in eine horizontale Fuge eindringt. Der oberhalb einer sich bildenden, an der Luftseite geschlossenen Lagerfuge befindliche Mauerkörper soll sich unter den bei dichter Mauer wirkenden Angriffskräften, den Pressungen des Auftriebs und dem Gegendruck des Auflagekörpers im Gleichgewicht befinden; er ruht demnach auf Wasser und Mauerwerk zugleich. Soweit der Gegendruck des Auflagekörpers kleiner ist als der Auftrieb, tritt das konstante Maß des letzteren ein und verändert hierdurch die Spannungsverteilung im ganzen Querschnitt. Ob dann im übrigen Teil des Querschnitts der Gegendruck durch Auftrieb und Mauerwerk zugleich oder nur durch letzteren geleistet wird, ob also in den übrigen Teil der Fuge Wasser eintritt oder nicht, ist für die rechnungsmäßige Standfestigkeit der Mauer gleichgültig. Die Spannungsfigur besteht aus dem Rechteck der gleichmäßig verteilten Auftriebspressungen und außerdem aus einem anliegenden Dreieck, welches in folgender Art berechnet wird:

$$\frac{\sigma \,.\, x \,.\, 100}{2} = \Sigma_o^n V - A.$$

$$\left[\Sigma_o^n V - A\right] \cdot \left[\frac{b}{2} - \frac{x}{3}\right] = \Sigma_o^n V . a; \text{ daraus } \sigma \text{ und } x!$$

Die größte Spannung an der Luftseite ist dann um σ größer als die Pressung des Auftriebs. Zu bemerken ist noch, daß die Wirkung des Auftriebs eine kleinere wird, wenn weiter oben in ähnlicher Weise eine Fuge sich bildet, so daß die berechneten und in der Figur blau gezeichneten Spannungsfiguren nicht gleichzeitig bestehen können, weswegen auch für diesen Fall keine Spannungsniveaulinien konstruiert werden können. Von der Fuge IV an ist die Wirkung des Auftriebs, als zu geringfügig, zu vernachlässigen.

Fuge No.	Breite b cm	Tiefe unter Kote 538,00 m	Auftriebspressung kg/cm²	σ kg/cm²	x cm	Größte Spannung Luftseite
V.	1805	23,00	2,30	2,09	840	2,39
VI.	2236	28,00	2,80	3,10	795	5,90
VII.	2667	33,00	3,30	4,15	813	7,45
VIII.	3100	38,00	3,80	5,52	807	9,32

Fall II. Wasserstand auf Kote 520,00.

Bis zur Fuge IV steht die Mauer nur unter den Wirkungen des Eigengewichtes; von IV an treten zur Böschung normale Wasserdrücke auf, deren Größe $W_n = \frac{h^2}{2}$, wenn h die Tiefe der Fuge unter der Kote 520,0 bedeutet. Der Angriffspunkt liegt immer im unteren Drittel der dreieckigen Druckfigur. Das Moment auf den Schnittpunkt der Böschung und Fuge als Pol ist mit einer sehr geringen Vernachlässigung konstruiert: $\frac{h^3}{6}$; es wird, wie im Fall I, auf den Schnittpunkt von Lamelle und xx reduziert.

Die Erddrücke bleiben genau wie im Fall I.

Die Wasserdrücke sind in der folgenden Tabelle vereinigt.

Fuge No.	Tiefe unter 520,00	Wasserdruck t	Vertikalkomponente	Horizontalkomponente	Moment	Reduziertes Moment
V.	5,00	12,50	1,25	12,50	20,8750	20,2500
VI.	10,00	50,00	5,00	50,00	166,5000	161,5000
VII.	15,00	112,50	11,25	112,50	562,5000	540,7750
VIII.	20,00	200,00	20,00	200,00	1334,0000	1294,0000

Zusammensetzung der Kräfte.

Fuge No.	Summe der Vertikalkräfte	Summe der Horizontalkräfte	Summe der Momente	x	a
I.	27,600	—	55,2000	2,00	0,00
II.	81,535	—	182,9075	2,24	0,81
III.	173,581	—	589,8060	3,39	1,56
IV.	309,551	—	1 399,4968	4,52	2,35
V.	493,008	16,80	2 840,4701	5,76	2,77
VI.	731,588	67,21	5 210,5049	7,13	3,05
VII.	1021,899	151,25	8 811,1214	8,62	3,21
VIII.	1365,260	268,87	14 027,8683	10,27	3,23

Hieraus ergeben sich die Randspannungen (rote Trapeze):

Fuge No.	Breite m	ΣV kg	a cm	Mittlere Spannung	Spannung Luftseite	Spannung Wasserseite
I.	400	27,600	0,00	0,690	0,690	0,690
II.	610	81,535	81,00	1,336	0,271	2,405
III.	991	173,581	156,00	1,751	0,096	3,397
IV.	1373	309,511	235,00	2,253	— 0,060	4,570
V.	1805	493,008	277,00	2,731	0,218	5,243
VI.	2236	731,588	305,00	3,272	0,589	5,955
VII.	2667	1021,899	321,00	3,831	1,061	6,597
VIII.	3100	1365,260	323,00	4,400	1,645	6,996

In diesem Falle, wenn der Wasserspiegel auf Kote 520,00 m herabgesenkt wird, was beispielsweise bei einem für Trinkwasserzwecke dienenden Stauweiher die Stauhöhe für den eisernen Vorrat repräsentieren kann, tritt in Kante IV auf der Luftseite eine Spannung (— 0,060 kg pro cm²) ein. Die Untersuchung dieses beiläufig angenommenen Profiles ergibt somit, daß für den Fall, als der Wasserspiegel wirklich so tief sinken sollte, der Anzug der Mauer auf der Wasserseite und event. auch die Anschüttung nicht vom Punkte IV, sondern von einem höheren Punkte (z. B. III oder II) aus zu geben ist, damit die Drucklinie innerhalb des mittleren Mauerdrittels fällt und dadurch Zugspannungen vermieden werden.

Im übrigen wird bezüglich der Beurteilung der Inanspruchnahme der Umstand zu berücksichtigen sein, ob die Schwankungen des Reservoirwasserspiegels nur geringe oder sehr bedeutende, rasche oder langsame sind. In dieser Richtung werden die Talsperren für ausschließliche Retensionszwecke, wo also die Füllung und Entleerung sich im Laufe einiger Tage oder Wochen vollzieht, den höchsten Ansprüchen auf Materialbeanspruchungsverteilung genügen müssen, andererseits Wasserauftrieb und Isolierung eine untergeordnete Rolle spielen, wie dies bei ausschließlichen Sammelreservoiren der Fall ist.

Eines wäre noch zu erwähnen: An allen Stellen, wo Querschnittsveränderungen des Normalprofiles vorhanden, z. B. bei Grundablässen, muß für eine entsprechende lokale Verstärkung des Profiles Sorge getragen werden.

Höhe der Mauerkrone über dem Hochwasser und Art der Durchführung der Mauerkrone.

Da bei jedem größeren Wasserbecken durch Wind ein gewöhnlich von der Länge und Breite dieses Beckens abhängiger und verschieden hoher Wellenschlag erzeugt wird, da weiter jedes Überfluten der Staumauer vermieden werden muß, aus Rücksicht auf eine eventuelle Unterspülung des Bauwerkes, so muß die Mauerkrone in einer gewissen Höhe über dem höchsten, im Reservoir erreichbaren Wasserspiegel liegen. Bei kleinen Reservoiren, d. h. niederen Mauern, beträgt diese Höhe h im Minimum 1 m, bei etwas größeren Staubecken $1^1/_2$—2 m. Ingenieur en chef Krantz in Paris hat diese

Überhöhung $h = \frac{H}{10}$ angenommen, wobei H die größte Wassertiefe bedeutet. Die Mauerkrone erhält überdies auf der Wasserseite eine 0,8—1,0 m hohe steinerne Parapuetmauer und an der Landseite ein Stein- oder Eisengeländer. Die Geh- oder Fahrbahn wird konvex abgepflastert (Fig. 89). Um der Mauer von der Talseite aus einen architektonisch entsprechenden bekrönenden Abschluß zu geben, wird ein einfaehes Hauptgesims zu projektieren sein. Solche entsprechende Gesimstypen sind aus Fig. 90—92 zu ersehen.

Normaltypen von Talsperren.

Um eine Übersicht über die Grundform, sowie die bedeutend differierenden Ausmaße der Profile zu geben, sind in nachstehenden Figuren charakte-

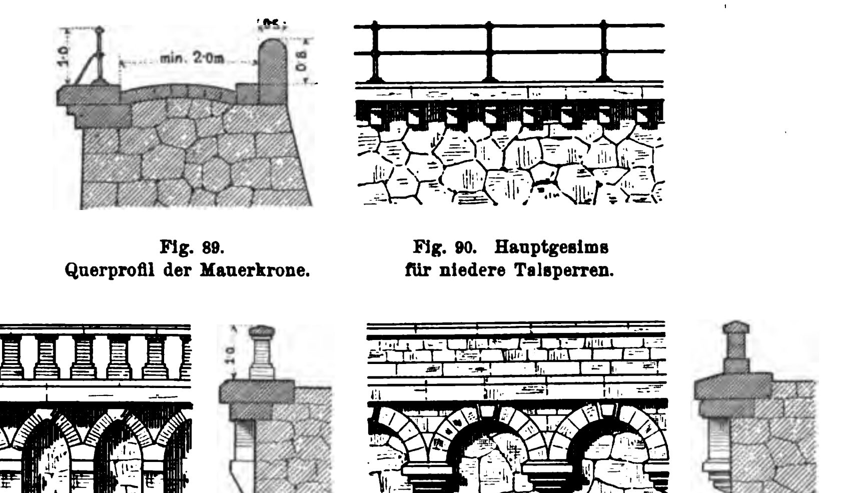


Fig. 89. Querprofil der Mauerkrone.

Fig. 90. Hauptgesims für niedere Talsperren.

Fig. 91. Hauptgesims für hohe Talsperren.

Fig. 92. Hauptgesims der Sperre Gouffres d'enfers bei St. Etienne (50 m hoch).

ristische Sperrenprofile abgebildet. Fig. 93 stellt das deutsche Normalprofil (Type Fecht) für eine Höhe von 22 m dar, — ein Profil, dessen Grundform das Dreieck ist und welches den früheren Auseinandersetzungen zugrunde gelegt wurde. Fig. 94 zeigt das deutsche Normalprofil für hohe Sperren (Type Intze), die 58 m hohe Sperrmauer bei Gemünd, Fig. 96 das vom V. internationalen Binnenschiffahrtskongreß in Paris (1892) als mustergültiges, allen Ansprüchen genügendes Normalprofil der Talsperre von Chartrain. In diesem Profil sind die maximalen Kantenpressungen bei gefülltem Reservoir nach 3 verschiedenen französischen Berechnungsmethoden eingeschrieben, und zwar:

P_1 nach Delocre, das gewöhnliche Verfahren, wie solches bei der Gouffre d'enfer-Sperre etc., sowie heute auch in Deutschland bei nicht hohen Sperren Anwendung findet;

P_2 nach Bouvier, bei Annahme nicht horizontaler, sondern schräger Fugen und Einwirkung der Normalkomponente für diese entsprechende Fuge;

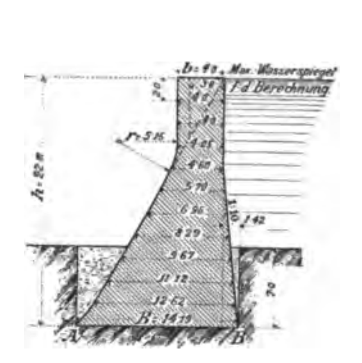


Fig. 93. Deutsches Normalprofil (Fecht).

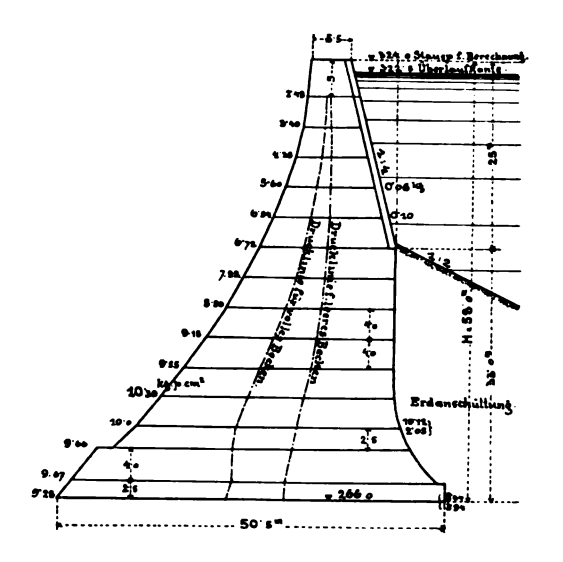


Fig. 94. Type Intze (für hohe Mauern).

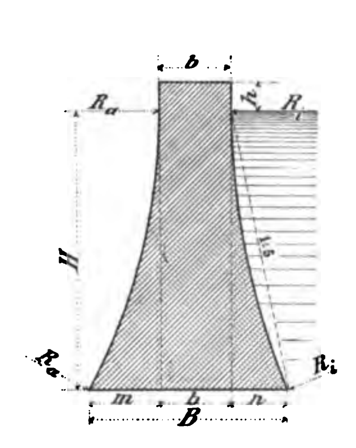


Fig. 95. Französisches Profil (Krantz).

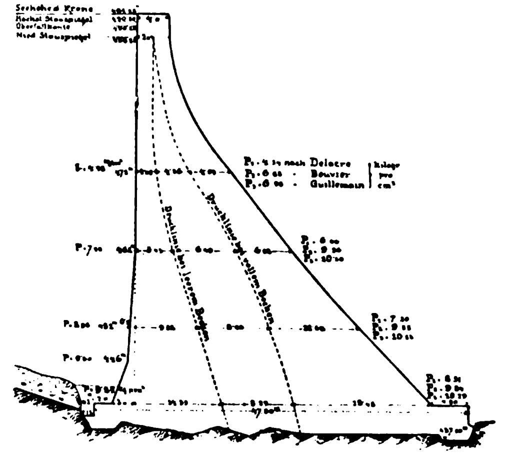


Fig. 96. Talsperre von Chartrain (54 m hoch).

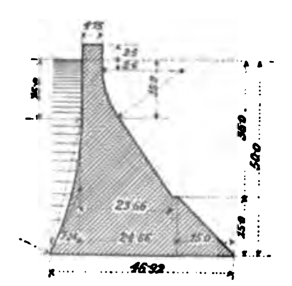


Fig. 97. Italienisches Profil (Crugnola).

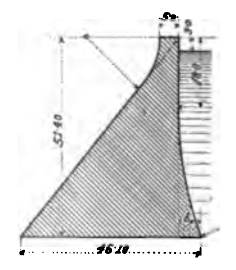


Fig. 98. Sperre „del Villar“.

P_8 nach Guillemain, welcher alle oberhalb der schrägen Fuge angreifenden Kräfte in Rechnung zieht.

Fig. 99 zeigt ein im Jahre 1874 vom verstorbenen Professor Harlacher in Prag projektiertes Profil einer Talsperre im bösen Loch bei Komotau (Böhmen), 37,5 m hoch, in der obern 15 m langen Partie sehr schlank. In diesem Profil ist jedoch der Wasserspiegel für die Berechnung 2,5 m unter der Krone angenommen. Hervorzuheben ist weiter, daß bei leerem Reservoir die Drucklinie in den Fugen VII, VIII und IX (von oben gezählt) außerhalb des Mauerdrittels fällt. Fig. 95 zeigt das französiche Normalprofil nach Chefingenieur Krantz in Paris. Die Grundform bildet ein Trapez, welches jedoch zum Teil durch Kreisbogen begrenzt ist. Bedeutet H die größte Wassertiefe, so wählt Krantz folgende Verhältnisse:

$$h = \frac{H}{10}, \quad n = \frac{H}{5},$$

den inneren Radius $R_i = 2{,}6\ H$; ferner die Kronenbreite b:

$b = 2{,}0$ m	bei $H = 5$ m	und $m = 1{,}0$ m	bei $H = 5$ m
„ $= 2{,}5$ „	„ „ $= 10$ „	„ $= 2{,}5$ „	„ „ $= 10$ „
„ $= 3{,}0$ „	„ „ $= 15$ „	„ $= 4{,}5$ „	„ „ $= 15$ „
„ $= 4{,}0$ „	„ „ $= 25$ „	„ $= 7{,}0$ „	„ „ $= 20$ „
„ $= 5{,}0$ „	„ „ $= 35$ „	„ $= 10{,}0$ „	„ „ $= 25$ „
		„ $= 13{,}5$ „	„ „ $= 30$ „
		„ $= 17{,}5$ „	„ „ $= 35$ „

Über 35 m ordnet Krantz Absätze an, ähnlich wie in Fig. 97. — Fig. 97. Italienisches Normalprofil von Ingenieur Crugnola. Das für

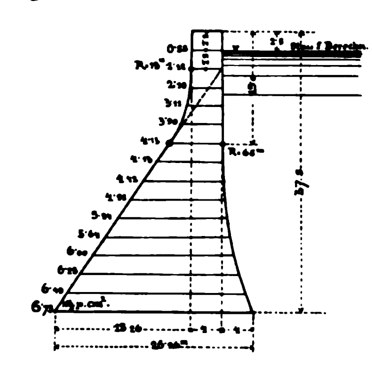


Fig. 99. Profil Harlacher.

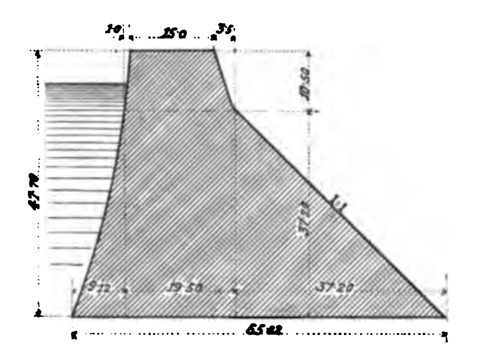


Fig. 100. Gileppe-Sperre.

eine Höhe von 50 m entworfene Profil hat als Grundform das rechtwinklige Dreieck und von 35 m an aufwärts einen 1 m breiten Absatz auf der Talseite der Mauer. — Fig. 98 stellt das Profil der am Flusse Lozoya in den Jahren 1869—1876 gebauten spanischen, zur Wasserversorgung von Madrid dienenden Sperre „del Villar" dar, welche, 51,4 m hoch, sich dem Crugnolaschen Profil nähert, jedoch keinen Absatz besitzt. Das Reservoir hat eine Kapazität von 20 Mill. m^3. — Das trapezförmige Profil der Gileppe-Talsperre bei Dolhain in Belgien (Fig. 100), zur Versorgung der Stadt

Verviers, fällt durch seine übermäßige Dimensionierung gegenüber den schlanken, bauökonomischen neuen Talsperren auf. Die vom belgischen Ingenieur Bideaut projektierte und gebaute Talsperre schließt bei 47,7 m Höhe ein Staubecken von 13 Mill. m³ Fassungsraum ab. — Fig. 101. Ein in den Dimensionen wesentlich schwächeres Trapezprofil wird durch die Crystal-Springs-Talsperre in Kalifornien, welche aus Betonblöcken hergestellt wurde, repräsentiert. — Als Muster einer Talsperre, welche auf der ganzen Kronenbreite als Überfallwehr eingerichtet ist, demgemäß starke Dimensionen und eine eigentümlich geformte Talseite aufweist, ist in Fig. 102 die Virnwey-Talsperre abgebildet, welche zur Wasserversorgung der Stadt Liverpool dient. Die Maße sind in englichen Fuß ausgedrückt. Um eine Unterspülung des Bauwerkes hintanzuhalten, ist unterhalb der großen Talsperre eine kleine Sperre errichtet, durch welche ein permanent gefülltes, 45 englische Fuß tiefes, kleines Staubassin gebildet wird zu dem Zwecke, um die Wucht des über die große Sperre herabstürzenden Wassers zu parallelisieren. — Als

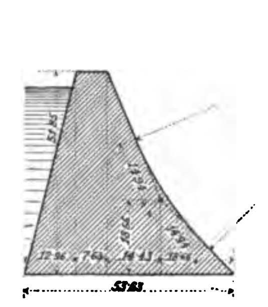


Fig. 101. Crystal-Springs-Sperre.

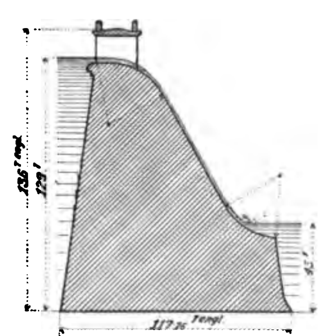


Fig. 102. Virnwey-Sperre.

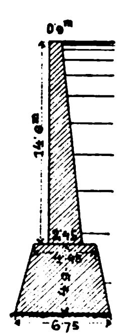


Fig. 103. Talsperrenprofil des Reservoirs de Bear Valley.

Type eines abnormal schwachen Profiles muß die Bear Valley-Sperre in Kalifornien (Fig. 103) hervorgehoben werden. (Näheres findet sich in der Beschreibung dieses Stauweihers am Schlusse dieses Kapitels.)

b) Das Überfallwehr samt Ablaufgerinne.

Das bei jeder Staumauer anzubringende Überfallwehr hat den Zweck, in jenen abnormen Fällen, wo der Grundablaß (Hochwasserstollen) infolge Verstopfung oder anderer unvorhergesehener Hindernisse wegen nicht mehr ausreichen sollte, bei gefülltem Reservoir dem überschüssig zufließenden Wasser den Austritt aus dem Stauweiher zu gestatten, ohne die Talsperre selbst zu überfluten, daher deren Bestand dadurch außer Gefahr vor Unterspülung zu bringen. Das Überfallwehr ist also das Hauptsicherheitsventil bei unvorhergesehener Überfüllung des Staubeckens. Durch die Überfallkante der Überfallvorrichtung (Wehrkrone) wird die Höhe der normalen Wasserspannung im Reservoir fixiert Durch am Wehrrücken angebrachte bewegliche Wehraufsätze oder Dammbalken kann die Wasserspannung im Reservoir und damit der Fassungsraum wesentlich erhöht werden, da in dieser Höhe

die Wasserspiegelfläche am größten ist. Die Höhe *h* der Aufsätze, welche bei Hochwassergefahr entfernt oder umgelegt werden, entspricht in der Regel der bei Hochwasser anzunehmenden maximalen Überfallhöhe. Dieselbe kann bei kleineren Einzugsgebieten 0,5—1,0 m betragen, soll jedoch mit Rücksicht auf die Sicherheit des Absturzgerinnes selbst bei den größten Reservoiren bezw. den größten Einzugsgebieten 2 m nicht überschreiten.

Dimensionierung. Das Überfallwehr, sowie das anschließende Abflußgerinne sind derartig zu berechnen, daß bei gefülltem Reservoir und Nichtfunktionieren des Grundablasses das größte, dem Einzugsgebiete entsprechende Hochwasserquantum diesen Überlauf passieren kann. Es kann nicht oft genug darauf aufmerksam gemacht werden, daß in der Dimensionierung des Überfallwehres mit den **ungünstigsten** Faktoren gerechnet werden muß.

Das maximale Überlaufquantum $Q_{max.}$ pro Sekunde und Quadratkilometer, welches während der Kulminationsperiode eintritt, hängt bekanntlich von der Größe des Niederschlagsgebietes ab, d. h. es wird mit der Größe der Fläche unverhältnismäßig kleiner. Weiter ist der Abflußkoeffizient abhängig von dem Grade der Bewaldung, von der Kulturart, Bodenbeschaffenheit, den Neigungsverhältnissen, von der Regendauer und Intensität etc. Man wird also zuerst trachten, nach den Aufzeichnungen oder Erfahrungen entweder die maximale beobachtete Hochwassermenge in der Nähe der Abschlußstelle aus dem Hochwasserprofil zu berechnen, oder aber wird man aus den intensivsten Regenfällen, welche abnormale Hochwässer erzeugen, das $Q_{max.}$ berechnen.

Reservoire mit sehr großen Einzugsgebieten sind in der neueren Zeit sehr wenige durchgeführt worden. Die meisten der neuen Reservoire haben nur ein Einzugsgebiet von einigen Quadratkilometern. Das demnächst zu bauende Reservoir von Weirowitz (am Jaispitzbaß) in Mähren hat beispielsweise ein Einzugsgebiet von 360 km². Das abnormalste Hochwasserquantum betrug dortselbst in der Kulmination (1902) $Q_{max.} = 180$ m³, trotzdem das Einzugsgebiet nur Hügelland ist; es entfällt daher pro km² ein $Q^{sec.} = 0{,}50$ m³. Bei kleinen Einzugsgebieten wird das $Q^{sec.}$ natürlich ein viel größeres werden, und muß in solchen Fällen mit Wolkenbrüchen gerechnet werden, welche mindestens 40 mm pro Stunde Regenhöhe ergeben und sich über einige Quadratkilometer faktisch gleichzeitig ausbreiten können, während bei größeren Gebieten man nur mit Landregen von ca. 100 mm pro Tag rechnen kann.

Ist die Regenhöhe $h = 0{,}040$ m pro Stunde, die Niederschlagsfläche eines Quadratkilometers $fl = 1000000$ m², ferner $\alpha = 0{,}6$ der Abflußkoeffizient in der Kulmination, so erhält man:

$$Q^{sec.}\,\mathrm{m}^3 = \frac{fl \,.\, h \,.\, \alpha}{3600^{\,sec.}} = 6{,}5 \text{ m}^3 \text{ pro km}^2.$$

Ein vollkommener Überfall wird bei Annahme einer Überfallhöhe von:

$$h = 1 \text{ m und } b = 1 \text{ m};\; Q = 0{,}443 \,.\, 1 \,.\, 1 \sqrt{19{,}62 \,.\, 1} = 1{,}96 \text{ m}^3,$$

also rund pro lfd. m Überfallgerinne $Q \doteq 2$ m³ pro Sekunde abführen; für

$Q = 6{,}5$ m³ müßte also bei $h = 1$ m Überfallhöhe das Gerinne pro km² $= 3{,}25$ m breit werden. Für größere Quantitäten wird man $h = 1{,}5$—$2{,}0$ m annehmen.

Natürlich wird man diese Breite in mehrere Öffnungen teilen, welche durch Überbrückung entsprechend leicht zugänglich zu machen sind.

Sei beispielsweise $Q_{max.} = 100$ m³, so ergibt sich für $h = 2$ m Überfallhöhe ein sekundliches Überlaufquantum von:

$$Q = {}^2/_3\, \mu \,.\, b \,.\, h \sqrt{2gh} = 0{,}443 \,.\, 1 \,.\, 2 \sqrt{19{,}62 \,.\, 2} = 5{,}55 \text{ m}^3$$

pro lfd. m Wehrüberfall, also für 100 m³ abzuleitendes Hochwasserquantum eine notwendige Überfalllänge bezw. Breite:

$$B = \frac{100}{5{,}55} = 18 \text{ m.}$$

Hierbei wurde ${}^2/_3\, \mu = 0{,}443$ gerechnet, weil bei großen Überfällen in Talsperren die Zuflußbreite gleich der Abflußbreite angenommen werden kann, wenn der Überfall auf einer Seite der Talsperre liegt.

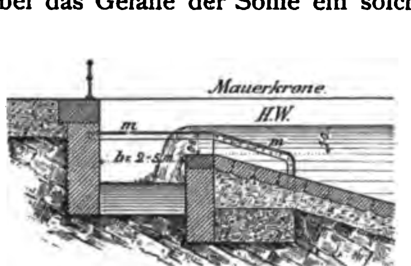
Bei Detailprojekten wird man sich dieser allgemeinen Annahme über Niederschlagshöhen nicht bedienen, sondern trachten, aus den meteorologischen Aufzeichnungen der im Einzugsgebiete oder in der Nähe gelegenen Stationen die Extreme in Rechnung zu ziehen.

Welche kolossalen Niederschläge auch unsere Gegenden aufweisen, zeigt die Station Neuwiese im böhmischen Riesengebirge (750 m Seehöhe), die meteorologische Station für das Einzugsgebiet der Friedrichswalder Talsperre, welches 4,1 km² groß ist und zu 65 % aus Waldland und 35 % aus Freiland (Heide, Jungwald) besteht. Während die mittlere Jahresregenhöhe 1400 mm beträgt, wurde im Juli 1897 binnen **24 h** eine Regenhöhe von **345 mm** und des ganzen 3 Tage andauernden Regens von 500 mm gemessen. Während der Hochwasserüberfall für dieses kleine Einzugsgebiet mit $Q = 30$ **m³** berechnet wurde **(also 7,5 m³ pro km²)**, ergab eine direkte Messung des maximalen Hochwassers in der Kulmination $Q = 20$ **m³** (also 5 m³ pro km²).

Intze nahm für die schlecht bewaldeten, steilen Abhänge des Wuppergebietes (300—400 m Seehöhe) $Q = 1$—**1,2 m³** pro km², am Bober und Queis $Q = 3$ **m³**, in Alfeld (nach Fecht) bei 850 m Seehöhe $Q = 2{,}3$ **m³** pro Sekunde und km² an. Alle diese Einzugsgebiete sind klein. Für den Stauweiher in Weirowitz (Mähren) mit 300 km² Einzugsgebiet habe ich $Q = 0{,}25$ **m³**, für den Hassensteinstauweiher im Erzgebirge (600—900 m Seehöhe, 32,0 km² Einzugsgebiet) $Q = 1{,}7$ **m³**, für den Rauschengrundweiher im Erzgebirge (bei 16 km² und 750—950 m Seehöhe) $Q = 1{,}7$ m³ pro km² gerechnet.

Bauliche Konstruktion der Überfälle. Die Überfälle können entweder seitwärts in die Lehne oder in die Talsperre selbst gelegt werden. Die günstigste Lage für den Überfall wäre, obwohl selten vorkommend, eine seitwärts der Talsperre gelegene Terrainmulde im Talsperrenprofil oder in dessen Nähe, wie dies z. B. bei der für den Donau-Oder-Kanal projektierten Talsperre im Bystriczkatal (Betschwatal, Mähren) der Fall ist. Die Anord-

nung der Uberfälle in die Tallehne, also senkrecht auf die Längenachse der Reservoirmauer, ist für viele Fälle am rationellsten. Eine derartige Konstruktion ist in Fig. 104 im Querschnitt und in Fig. 105 in der Daraufsicht dargestellt; es betrifft dies das Überfallwehr der zur Versorgung der Stadt Remscheid in der Rheinprovinz im Eschbachtale von Prof. Intze projektierten und 1889—1891 ausgeführten Stauweiheranlage. Die Überfalllänge beträgt $B = 20$ m, die Überfallhöhe $h = 1$ m; es können somit $Q = 38$ bis 40 m^3 abgeführt werden. Das abstürzende Wasser fließt in einen gemauerten, mit starkem Sohlengefälle versehenen Kanal, welcher entsprechend den zunehmenden Abflußmengen eine Breite von 2—5 m besitzt, durch eine in der Talsperre gebaute gewölbte Brücke ab, gelangt in ein kurzes, in Felsen ausgesprengtes Ablaufgerinne und stürzt am Ende desselben über die Felsabhänge der Tallehne ab. Um ein Verlegen des Überfallkanales durch Langholz, welches bei Hochwasser in den Stauweiher gelangen kann, zu verhindern, sind über denselben in Entfernungen von 2 m eiserne Schienen *m* gelegt. Dieser Abflußkanal ist entsprechend der abzuführenden Wassermenge zu berechnen, wobei das Gefälle der Sohle ein solches



Zum Abflußgerinne

Fig. 104. Querschnitt. Fig. 105. Daraufsicht.
Überfallwehr bei der Talsperre in Remscheid.

sein muß, daß die erzeugte Geschwindigkeit die bekannten Maximalgrenzen nicht überschreitet. Ein ähnlicher Überfall in der Tallehne ist in einer späteren Figur (Reservoir du Ban bei St. Chamond) abgebildet. In anderen Fällen müssen die Öffnungen in die Mauer selbst situiert werden und legt man dieselben möglichst an die Tallehne, in einzelnen Fällen (siehe Stauweiher Weirowitz) ganz seitwärts. Derartige Überfälle, in der Achse der Reservoirmauer gelegen, sind aus den späteren Figuren, betreffend die Beschreibung des Altenweihers im Elsaß und der Jaispitzbachreservoire, zu entnehmen.

Intze hat mit Vorliebe die Überfälle (wohl nur für kleine Stauweiher) in die Mitte der Talsperre verlegt, was nur für geringe Überfallhöhen und Wassermengen zulässig erscheint, außer das Talsperrenprofil wird ein anderes,

wie z. B. die Virnwey-Sperre (Fig. 102), bei welcher, als Überfallwehr kräftig dimensioniert, das Wasser auf ihrer ganzen Länge nach überstürzt. (Fassungsraum 15 Mill. m^3, bei 306 km^2 Einzugsgebiet.)

Bei der Marklissa-Sperre hat Intze oberhalb der Mauer in den beiden Tallehnen 2 Überfälle von je 30 m Länge angeordnet, welche regulierbar durch Entlastungsschützen ein Maximalquantum von 110 m^3 durch einen schrägen Stollen in einen großen, kreisrunden Umlauf (Hochwasserstollen) von 5 m Durchmesser abführen. — Übersteigt das zufließende Hochwasser das Quantum von 110 m^3, welches durch die Entlastungsschützen abfließen kann, so füllt sich von selbst der Hochwasserschutzraum.

Um nun ein Überströmen der Talsperre selbst zu verhindern, sind 2 m unter der Mauerkrone an beiden Talseiten Überläufe von 68 m Länge angelegt, welche zusammen eine Wassermenge von

$$Q = 0{,}5\,F.\sqrt{2gh} = 0{,}5\,.\,2{,}0\,.\,68\,.\,4{,}429\,.\,\sqrt{2} = 248\ \text{m}^3$$

abführen, welche ebenfalls durch Schächte in die Umlaufstollen abgeleitet wird. Um die kolossale Wirkung der aus einer Höhe von 40 m herabstürzenden Wassermassen unschädlich zu machen, sind Schächte und Stollen mit 10 cm starken Blechen ausgepanzert, welche Panzerung durch eine 60 cm starke Betonhinterfüllung in die Stollen unverrückbar eingebaut wurde.

Diese Abfallschächte können bei einer Geschwindigkeit von $v = 21$ **m** (!) rund $Q = 200$ m^3 abführen.

Es dürfte diese Entlastungsanlage unter solchen Verhältnissen wohl kaum von einem anderen Ingenieur Nachahmung finden.

Wehraufsätze. Die Höhe der normalen höchsten Wasserspannung im Stauweiher wird durch die Höhenlage der Wehrkrone (Überfallkante) zu bestimmen sein. Bei abnormalen Fällen wird zu der obigen Höhe noch das Maß des über die Wehrkrone fließenden Wassers, die Überfallhöhe, zuzuschlagen sein. Um nun für abnormale Fälle einerseits den Fassungsraum des Stauweihers auf billige Weise zu vergrößern, andererseits das abnormal gespannte Reservoir im Notfalle bei herannahendem Hochwasser auf ein gewisses Maß rasch entleeren zu können, wird es sich in vielen Fällen empfehlen, Wehraufsätze anzuordnen. — Da eine rasche Entfernung derselben durch den Reservoirwächter eine Hauptbedingung ist, so wird diesem Umstande bei der Konstruktion derselben Rechnung getragen werden müssen.

Die Wehraufsätze können für kleine Stauhöhen (0,3—0,6 m) in Dammbalken bestehen, für größere Stauhöhen (1—2 m) jedoch als Klappaufsätze oder als Schützen eingerichtet sein. Schützen sind nicht immer zu empfehlen, weil die breiten Überfallöffnungen ganz freigehalten werden sollen, um bei Hochwasser mitgeschwemmte längere Gegenstände den Überfall passieren zu lassen. — Für die Jaispitzer Reservoire, sowie für die zahlreichen von mir projektierten Reservoire des Marchgebietes in Mähren und im böhmischen Erzgebirge habe ich Konstruktionen entworfen, deren Beschreibung gelegentlich der Behandlung dieser Bauten und auf Seite 435 des I. Bandes dieses Handbuches gegeben wird; insbesondere betrifft dies die Klappenwehraufsätze. Für größere Breiten der Überfallöffnungen können auch

bewegliche Dammbalkenaufsätze verwendet werden, deren Konstruktion aus Fig. 106 und 107 zu ersehen ist.

Die Dammbalken lehnen sich auf einer Seite *f* (Fig. 106) an das Widerlager, auf der zweiten Seite an einen eisernen Ständer *s* (aus Winkelblech). In der Hülse *n* wird eine Hebelstange befestigt und durch Herabbewegen derselben das Gestänge *ab* und damit der um *c* drehbare Hebel gehoben. An diesem Hebel ist eine Rolle *r* befestigt, an welche sich der eine der an den eisernen Ständer *s* angeschraubten Holzpfosten *d* anlehnt. Diese beiden Holzbacken dienen zur Abschwächung der Wucht, mit welcher der Ständer auf den Boden des Gerinnes auffält, wenn derselbe ausgelöst wird; durch die Rolle *r* wird eine gleitende Reibung und damit ein geringeres Krafterfordernis zur Auslösung bezweckt. Der um *M* drehbare Ständer *s* wird durch Anheben des Hebelarmes *bc* seines Stützpunktes in *r* beraubt und fällt nieder, gleichzeitig durch die Knacke *K* den untersten Dammbalken hebend, wodurch derselbe nebst den anderen darüberliegenden Balken zum Aufschwimmen gebracht

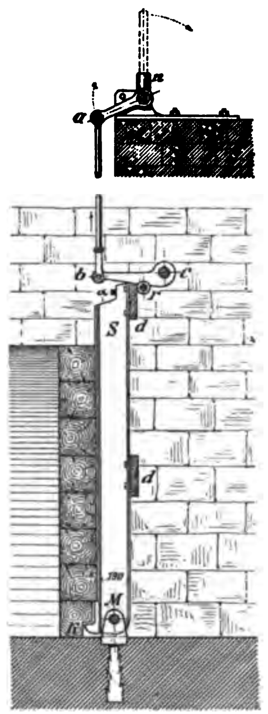


Fig. 106. Querschnitt.

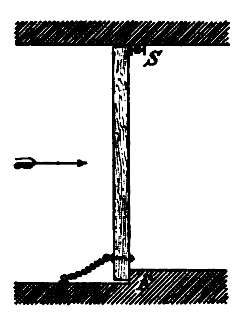


Fig. 107. Grundriß.

Bewegliche Dammbalken-Wehraufsätze.

wird. Alle Dammbalken sind an Ketten befestigt, um das Fortschwimmen zu verhindern. Derartige Aufsätze können auch für andere Zwecke (z. B. Bewässerungen) direkt als Stauanlage benutzt werden. Eine derartige Konstruktion eines Dammbalkenverschlusses befindet sich an dem Hochwasser-Entlastungskanal der Ill bei Erstein (Elsaß). Ein anderes sehr praktisches System von Klappenwehren ist jenes von Pasqueau, welches derselbe zuerst bei der Barrage de la Mulatière am Zusammenflusse der Rhone mit der Saône durchführte; insbesondere interessant und vorzüglich funktionierend ist die Auslösevorrichtung der Klappenstützen (Strebe s_1 s_2, Fig. 108b—d), welche ich auf Grund einer an Ort und Stelle aufgenommenen Skizze gezeichnet habe. (Das System ist patentiert!) Die Klappe *K* (Fig. 108a), welche

sich durch den Wasserdruck an den hölzernen Wehrschweller anlehnt, ist etwas höher als in dem 3. Teil der Wassertiefe mit einem Scharnier A versehen, in welchem die bewegliche Strebe s_1 s_2 gelagert ist. Diese Strebe findet bei aufgerichteter Lage ihren Stützpunkt in dem Absatz mn des gußeisernen Gleitschuhes (Fig. 108 b). Soll die Klappe niedergelegt werden, so wird durch Anziehen der Klappe bei t dieselbe in die horizontale Lage gebracht, wodurch auch die Strebe von mn abgezogen wird, über den kleinen Absatz r abfällt, welcher Stoß gehört wird; sodann läßt man das Seil nach,

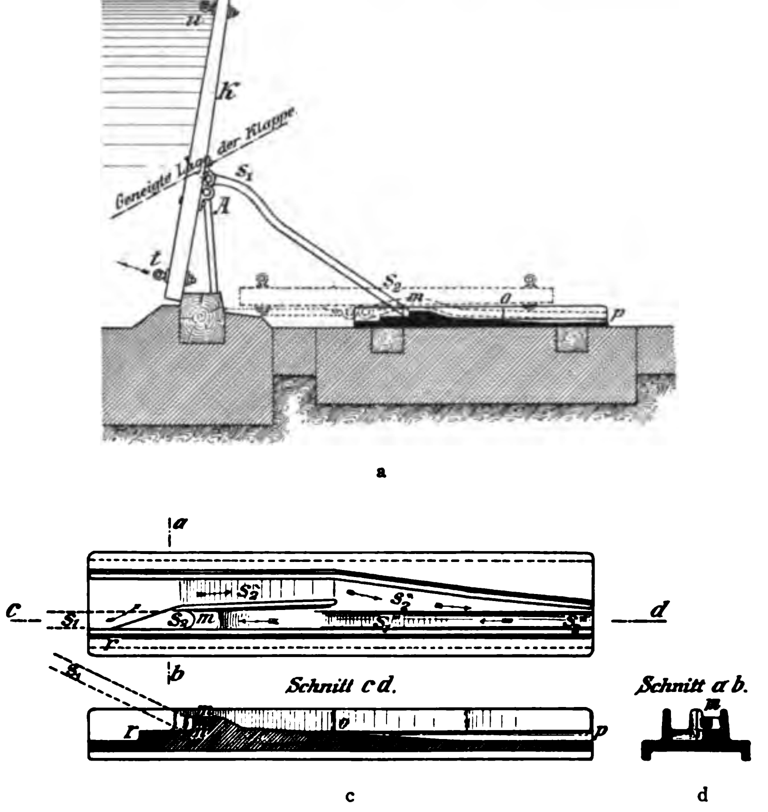


Fig. 108. Wehraufsätze von Pasqueau.

der Stützenfuß s_2 gleitet neben dem schiefen Rande rm in der tieferen Rinne des Gleitschuhes in der Richtung der Pfeile s_2', s_2'', endlich s_2''', die Strebe legt sich sodann bei vollkommenem Nachlassen in die Rinne op, deren Tiefe bei o gleich Null ist, und nimmt die Klappe die punktierte Stellung ein. Beim Aufziehen der Klappe K mittels der Ringe t und u über den Wehrschweller hinüber und Aufrichten derselben wird der Strebenfuß s_2''' in der Rinne op, sodann auf der schiefen Ebene om fortgleiten und endlich bei m in den Absatz mn wieder einfallen, welcher Stoß ebenfalls leicht bemerkbar ist.

Abflußgerinne des Überfalles. Da in den seltensten Fällen das über das Überfallwehr abfließende Wasser in seinem weiteren Verlaufe direkt

über die Tallehnen abstürzen kann, so müssen in der Regel anschließend an die Überfallwehre Abflußgerinne hergestellt werden. Das Abflußgerinne soll möglichst in die Lehne gelegt und tunlichst weit von der Talsperre in den natürlichen Wasserlauf oder die Talsohle einmünden. Da bei diesen Anlagen oft bedeutende Höhenunterschiede zu überwinden sind und andererseits das Gefälle der Sohle kein großes sein darf, weil sonst die hierdurch erzeugte riesige Geschwindigkeit des Wassers eine baldige Zerstörung des Gerinnes bewirken würde, so wird man diese Höhendifferenz durch wenige, aber höhere Stufen ausgleichen, welche in derartigen größeren Entfernungen anzulegen sind, daß das über eine Stufe herabstürzende Wasser noch eine längere Strecke mit geringem Gefälle fließen kann, bevor es wieder über die nächste Stufe abstürzt. Werden die Stufen niedrig und kurz angenommen, dann fließt das Hochwasser, die kleinen Absätze unberücksichtigt lassend, über dieselben wie über eine einzige schiefe Ebene herab. Bei der demnächst zur Ausführung kommenden Bystriczka-Talsperre im Betschwagebiete (Mähren), für die Wasserversorgung des Donau-Oder-Kanales dienend, wurden für die Stufen des Abfallgerinnes keine Gefälle nach dem Wasserlaufe, sondern ein kleines Gegengefälle projektiert, um durch jede Stufe ein, wenn auch seichtes Wasserbassin zu schaffen, in welchen das abstürzende Wasser einfällt. Zur weiteren Reduktion der großen Geschwindigkeit wurde des weiteren im Talboden am Ende des Überlaufgerinnes selbst ein größeres, tieferes Bassin angeordnet, welches durch Einbau einer niederen Sperre einen permanenten Wasserstand erhält. Durch einen in der letzteren eingebauten Überfall kann gleichzeitig das Überlaufwasser gemessen werden.

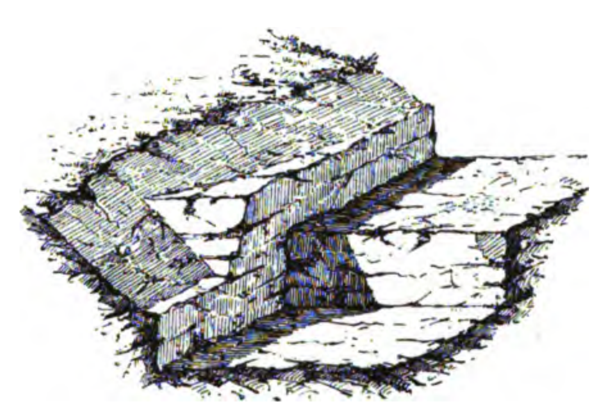


Fig. 109. Abstürze in Felsen.

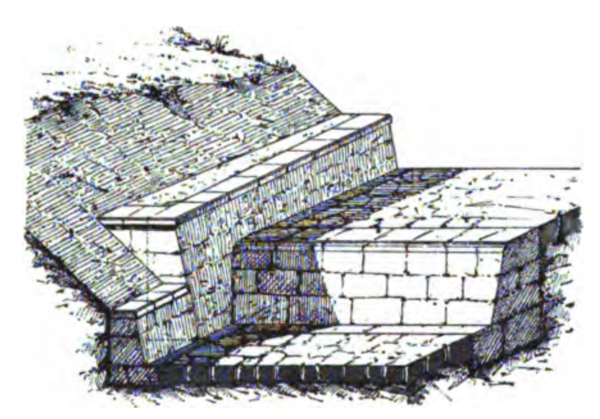


Fig. 110. Abstürze in Mauerwerk.

Wird mit Berücksichtigung der im Eingange dieses Handbuches entwickelten zulässigen Geschwindigkeiten das Abflußgerinne berechnet und konstruiert, dann ist man oft gezwungen, die für Felsboden angegebene Maximalgeschwindigkeit zu überschreiten. In einem solchen Falle ist die Sohle des Überfallgerinnes mit starken Bohlen oder Balken Mann an Mann normal auf die Abflußrichtung zu belegen; das Holz ist einerseits sehr widerstandsfähig, andererseits ist eine Auswechslung schadhaft gewordener Stücke leicht und mit geringen Kosten möglich. Die bauliche Durchführung derartiger Stufen (Abstürze) in Felsenaushub und in gemauertem Gerinne ist aus den Fig. 109 und 110 zu ersehen.

In seltenen Fällen, wo die seitliche Anlage eines Überfalles nicht möglich ist oder die gerechnete Überfallbreite nahezu gleich der ganzen engbegrenzten Sperrenkrone wird, dort muß die ganze Reservoirmauer als Überfallwehr und demgemäß sehr stark konstruiert werden, wie dies z. B. aus Fig. 102 (Virnwey-Talsperre) zu ersehen ist.

c) Grundablässe.

Außer diesem bei jeder Talsperre anzuordnenden Überfallwehre muß ein Grundablaß hergestellt werden. Bei Sammelreservoiren wird dieser Grundablaß in der Regel aus einer Rohrleitung oder einem kleineren Kanal (Durchlaß) bestehen, welcher, auf der Wasserseite absperrbar, entweder direkt durch die Mauer oder separat als Stollen seitwärts geführt wird. Bei den älteren spanischen Stauseen findet der Abschluß auf der Landseite statt, welcher den Vorteil der leichten Besichtigung und Vornahme von Dichtungsarbeiten oder Reparaturen besitzt, jedoch den Nachteil hat, daß bei der Konstruktion des Mauerprofiles der Auftrieb des Wassers in Berücksichtigung zu ziehen ist, also diese Art des Verschlusses nur bei separaten Stollen möglich ist, insbesondere dort angezeigt erscheint, wo der Ablaß aus einer Eisenrohrleitung besteht. Unter allen Umständen jedoch muß bei landseitigem Abschluß auch die Wasserseite in gewissen Fällen absperrbar sein. Bei allen größeren resp. höheren Mauern wird es sich empfehlen, dieselben, als Monolith auffassend, an keiner Stelle zu durchbrechen, sondern den Grundablaß, wo dies die Terrainkonfiguration und die geognostische Beschaffenheit zuläßt, als Stollen um die Mauer herum in der Tiefe der Talsohle zu führen. Der Grundablaß wird bei Sammelreservoiren einerseits zur zeitweisen Entleerung des Stauweihers behufs Reinigung desselben, andererseits zur geregelten Abgabe des gesammelten Wassers für Bewässerungszwecke, Wasserversorgungen, gewerbliche und Industrieanlagen dienen. Bei Retensionsreservoiren wird der Grundablaß insbesondere als Hochwasserentlastungsstollen zur Regulierung der an den unterhalb des Stauweihers gelegenen Bach oder Fluß abzugebenden Wassermengen bei Hochwasser dienen. Sind mit einem solchen Retensionsreservoir auch andere Zwecke verbunden, dann kann die zur geregelten Abgabe kleiner Wasserquantitäten (siehe oben) dienende Rohrleitung auf der Sohle oder an der Seitenwand des Stollens situiert werden, oder aber es können zwei getrennte Grundablässe gebaut werden.

d) Grundablaß für die geregelte Wasserabgabe für Bewässerungen, Wasserversorgungen, gewerbliche und industrielle Anlagen.

Bei niedrigen Talsperren oder in jenen Fällen, wo die Anlage eines Stollens nicht ausführbar oder rationell erscheint, kann die Rohrleitung direkt durch die Mauer gelegt werden. Die Rohrleitung besteht zumeist aus gußeisernen Muffen- oder Flanschenröhren, welche auf der Wasserseite durch einen Wasserschieber (siehe Kapitel über Wasserversorgungen) absperrbar ist. Der Schieber selbst wird durch eine lange, mit Führungen versehene Spindelstange und aufgesetztem Handrad von der Mauerkrone aus bedient. An dem Schieber sitzt ein Trompetenrohr, um die Kontraktion beim Wassereintritt möglichst zu verringern. Der Schieber samt Ansatzrohr wird durch ein Einlaufobjekt vor Verschlämmung und Verschotterung geschützt, ohne daß der Zutritt des Wassers hierdurch behindert wird. Auf der Talseite ist die Rohrleitung mit einer Froschklappe verschlossen, um ein Verstopfen derselben durch Tiere zu verhindern. Bei größeren Talsperren wird man trachten, diese Rohrleitung in einen eigenen Stollen zu legen, um dadurch die jederzeitige Untersuchung derselben zu ermöglichen. Auf Tafel XIV ist ein solcher Grundablaß dargestellt, wie derselbe vom Verfasser für die Gebirgsreservoire im mährischen Marchflußgebiete projektiert wurde. Der 1,8 m hohe und 1,6 m breite, zum Teil in festen Felsen vorgetriebene, zum Teil ausgemauerte Stollen ist bogenförmig um die Talsperre herum in genügender Entfernung von derselben im Niveau der Talsohle angelegt. Den Schnitt durch die Stollenachse (unterbrochen gezeichnet), sowie durch das entsprechende Terrain und den Teil der Reservoirmauer zeigt die oberste Figur. Der ganze Grundablaß besteht aus folgenden Teilen:

a) dem Einlaufobjekt mit dem Einlaufklappenventil;

b) der Abschlußkammer mit Windkessel;

c) dem Stollen mit der Rohrleitung, welcher zwischen Einlaufobjekt und Abschlußkammer auf 10 m Länge sehr solid vermauert ist, um einen entsprechenden Abschluß gegen den Stauweiher zu erzielen, während der andere Teil zugänglich und mit einem entsprechenden Gefälle angelegt ist;

d) dem Auslaufobjekt mit der Regulierkammer.

In die Rohrleitung sind zwei Wasserschieber eingebaut; der obere Schieber in der Abschlußkammer ist bei normalem Betrieb ganz, der untere Schieber in der Regulierkammer nach Maßgabe des pro Sekunde abzugebenden Wasserquantums teilweise geöffnet. Die Wetterführung (Ventilation) des Stollenteiles unterhalb der Staumauer erfolgt durch ein bis zu Tage führendes Ventilationsrohr, während die Ventilation des unterhalb des Wassers liegenden Teiles event. auch automatisch mittels Windkessel und Abblasventil in nachstehender Weise erfolgen kann. Nach den bei Wasserleitungen gemachten Erfahrungen ist bekannt, daß das Wasser jederzeit gewisse Quantitäten Luft mit sich führt, die es an allen höchsten Punkten des Rohrnetzes ablagert, so zwar, daß dadurch nach einiger Zeit eine bedeutende Querschnittsverengung für das durchfließende Wasser entstehen kann, welchem Übelstande durch zeitweises Öffnen der an den höchsten Punkten anzu-

bringenden Luftventile begegnet werden kann. In gleicher Weise wird sich im vorliegenden Falle die vom Wasser mitgeführte Luft in dem Windkessel ablagern, dort immer mehr komprimiert werden und endlich das am Dome des Windkessels angebrachte, entsprechend konstruierte Luftventil heben. Die unter dem Drucke der Reservoirwassersäule ausströmende Luft wird nun, die event. nicht mehr respirable Stollenluft vor sich treibend, beim Ventilationsschacht (Rohr) ausblasen und auf diese Weise die Wetterführung veranlassen. Um die Wirkung des beim Regulierschieber mit großer Geschwindigkeit ausströmenden Wassers auf das unterhalb liegende Mauerwerk, Pflaster etc. zu parallelisieren, sind vor dem Ausflußrohr in Nuten des Mauerwerkes des Einlaufobjektes Pfosten oder Balken eingeschoben, gegen welche das Wasser anprallt und sodann über diese Stauwand ruhig abfließt. Alle anderen Konstruktionen sind aus dem Grundriß, den Ansichten und Details zu entnehmen. Im nachfolgenden ist auch der Kostenvoranschlag (S. 237 bis 239) für ein derartiges Objekt von 85 m Gesamtlänge (hiervon 68,5 m Stollen mit 475 mm Rohrleitung) vorgeführt. Aus demselben ist zu entnehmen, daß sich die Kosten der Rohrleitung samt mechanischer Ausrüstung pro lfd. m auf 104,76 K, die Erd- und Maurerarbeiten pro lfd. m auf 183,52 K und die Totalkosten des ganzen Grundablasses pro lfd. m auf 261,20 K stellen. Bei der französischen Sperre am Furens bei St. Etienne, welche einen 200 m langen, 2 m hohen und 1,8 m weiten ganz ausgemauerten Stollen mit 400 mm weiter Rohrleitung besitzt, betrugen die Maurer- und Felsarbeiten 260 K, die Rohrleitung (3 Rohrstränge) 56 K pro lfd. m. Obige 260 K repräsentieren wegen Mangel anderer spezieller Objekte so ziemlich die Kosten des ausgemauerten Stollens.

Beim Altenweiher im Elsaß stellte sich der Stollenvortrieb (0,80 m breit, 1,4 m hoch) in Granit pro lfd. m auf 60 M. = 72 K.

Eine zweite Anordnung eines Grundablasses (Rohrleitung mit Stollen) ist aus der späteren Beschreibung des Reservoirs „du Ban" (Südfrankreich) zu entnehmen.

Anstatt durch einen Grundablaß kann die Wasserentnahme mittels einer Saugheberleitung erfolgen. Bedingung für die Anlage eines Hebers ist bekanntlich, daß der Wasserspiegel in dem Stauweiher höher als die Ausmündung liege, und daß die Höhe des Scheitels des Hebers über dem Wasserspiegel im Stauweiher geringer sei als die dem Atmosphärendrucke entsprechende Wassersäulenhöhe (10,3 m). Da der Druck des Wassers im Scheitel des Hebers geringer als der Atmosphärendruck ist, so scheidet sich aus dem durchfließenden Wasser Luft aus, welche sich im Scheitel ansammelt. Nach einiger Zeit wird hierdurch die Funktion des Hebers gehemmt. In diesem Falle muß durch Auffüllen von Wasser die Luft ausgetrieben werden, zu welchem Zwecke im Scheitel des Hebers eine verschließbare Öffnung angebracht wird. Bei größeren Heberanlagen hat man hier eine kleine Luftpumpe aufgesetzt, welche sowohl bei der Ingangsetzung des Hebers, als auch zur Erhaltung seiner Tätigkeit bei längerem Betriebe dient. Ist derselbe voll-

(Fortsetzung des Textes siehe Seite 240.)

Kostenvoranschlag

für das Reservoir-Entleerungsobjekt (Grundablafs).

Stollenanlage 68,5 m lang, 1,8 m hoch, 1,6 m im Lichten breit, mit 18" (475 mm) gußeiserner Rohrleitung, samt Ein- und Auslaufobjekten.

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
I. Erd- und Felsarbeiten.				
1. Einlaufobjekt. Aushub in gemischtem Material ohne Sprengen . . . . 130 m³				
2. Auslaufobjekt. Aushub in gemischtem Material ohne Sprengen . . . . 180 „ 310 m³	—	80	248	—
3. Stollenausbruch, zusammen 68,5 m lang.				
NB. Hierbei wird angenommen, daß ca. 30 m in festem Sandsteinfels getrieben, ohne Ausmauerung ausgeführt, die restlichen 38,5 m ausgemauert werden.				
a) Stollenausbruch, 1,8 m hoch, 1,6 m breit, in festem Sandstein (ohne Ausmauerung und ohne Auszimmerung), 30 m lang . . . . 80 „	14	—	1120	—
b) Stollenausbruch mit Ausmauerung:				
α) kurrentes Profil . . . . 240 m³				
β) Windkesselkammer . . . . . . 60 „ 300 „	20	—	6000	—
4. Abteufung des 320 mm-Bohrloches und Schachtes für das Ventilationsrohr (im ganzen 10 m lang, hiervon 7 m langes Bohrloch)			172	—
Kosten der Erdarbeiten			7600	—
II. Maurerarbeiten.				
A. Von Tag aus herzustellendes Mauerwerk.				
1. Einlaufobjekt.				
a) Fundament (Bruchstein-Mauerwerk) in hydraulischem Mörtel 27 m³	12	—	324	—
b) Widerlager „ in hydraulischem Mörtel 22 „	14	—	308	—
c) Gewölbe „ in hydraulischem Mörtel 4 „	18	—	72	—
d) Pflaster in hydraulischem Mörtel . . . . . 4 m²	3	—	12	—
e) Deckplatten, 0,20 m stark, einfach . . . . 11 „	16	—	176	—
f) Trockenpflaster . . . . 16 „	1	60	25	60
g) Verfugen mit hydraulischem Kalkmörtel . . . 40 „			40	—
Diverses zur Abrundung	1	—	42	40
Zu übertragen:			1000	—

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
Übertrag:			1 000	—
2. Auslaufobjekt.				
a) Fundament (Mauerwerk) in hydraulischem Kalkmörtel . . 23 m³	12	—	276	—
b) Widerlager „ in hydraulischem Kalkmörtel . . 60 „	14	—	840	—
c) Gewölbe „ in hydraulischem Kalkmörtel . . 4 „	18	—	72	—
d) Pflaster in hydraulischem Kalkmörtel . . . . 24 m²	3	—	72	—
e) Deckplatten, 0,10 m stark . . . . . . 5 „	10	—	50	—
e) „ 0,20 „ „ , Endhaken . . 7 „	16	—	112	—
f) Trockenpflaster . . . . 4 „	1	60	6	40
g) Verfugen . . . . 110 „			110	—
Diverses (Türen, Bedielung, Einsatzbalken etc.)	1	—	133	60
			2 600	—
B. Unter Tag herzustellendes Mauerwerk.				
1. Kurrente Stollenausmauerung. Kosten pro lfd. m:				
a) Fundament und Widerlager (Mauerwerk aus Bruchstein in hydr. Kalkmörtel), 2,1 m³ à 24 K = 50,40 K				
b) Gewölbe (Mauerwerk), 1,7 m³ à 32 K . = 54,40 „				
c) Pflaster, 0,8 m² à 6 K . . . . = 4,80 „				
109,60 K				
pro lfd. m oder rund 110 K, also 34,5 lfd. m à . . .	110	—	3 795	—
2. Windkesselkammer.				
a) Widerlager und Fundament (Mauerwerk), 20 m³ à 24 K . . . . = 480,00 K				
b) Gewölbe (Mauerwerk), 9 m³ à 32 K . . = 288,00 „				
c) Pflaster, 5 m² à 6 K . . . . = 30,00 „			798	—
3. Vollausmauerung des kurrenten Stollens auf 10 m Länge, pro lfd. m 2,3 m³ à 20 K = 46 K, also 10 lfd. m à	46	—	460	—
Diverses, wie Vermauerung des Ventilationsrohres und Unvorhergesehenes			347	—
Kosten der Maurerarbeiten			8 000	—
Hierzu Kosten der Erdarbeiten			7 600	—
Kosten der Stollenanlage (exkl. mechanischer Ausrüstung)			15 600	—

Gegenstände:	Österr. Währung.			
	Einzeln		Zusammen	
	K	h	K	h
III. Rohrleitung und mechanische Ausrüstung.				
A. Rohrleitung.				
An gußeisernen Muffenröhren, $d = 475$ mm, 31 Stück, zusammen 62 m lang, pro lfd. m 202 kg = 12524 kg . .	—	26	3 256	24
An gußeisernen Fassonröhren, $d = 475$ mm, 6 Stück, zusammen 9 m lang = 2000 kg	—	30	600	—
Legen und Dichten mit Hanf und Blei, 73 lfd. m	5	—	365	—
An gußeisernen Flanschenröhren für Ventilation, $d = 160$ mm, zusammen 11 m lang, pro lfd. m 40 kg = 440 kg . . .	—	30	132	—
Legen und Dichten, 11 lfd. m	2	—	22	—
1 Ventilationsaufsatz	20	—	20	—
Diverses zur Abrundung			4	76
Kosten der kurrenten Rohrleitung			4 400	—
B. Mechanische Ausrüstung.				
Wasserschieber, Gehäuse aus Gußeisen, Spindeln, Muttern etc. aus Rotguß, samt Handrädern (fertig montiert), 2 Stück	800	—	1 600	—
1 Stück gußeisernes Einlaufventil, $d = 475$ mm	100	—	100	—
1 Windkessel samt Ventil.	400	—	400	-
Gußeiserne Ständer in der Regulierkammer, 2 Eisenbahnschienen als Träger (Pauschalpreis)			100	—
Kosten der mechanischen Ausrüstung			2 200	—
Kosten der Rohrleitung und mechanischen Ausrüstung zusammen			6 600	—
Hierzu Kosten ad I. und II. Erd- und Maurerarbeiten			15 600	—
Gesamtkosten des Grundablasses			22 200	—

ständig mit Wasser gefüllt, so genügt das Öffnen eines Schiebers, welcher gewöhnlich am Ende des kürzeren Schenkels angebracht ist, um den Heber in Gang zu setzen. Eine derartige Heberleitung, welche nicht zur Entleerung des Reservoirs dienen kann, ist bei der Stauweiheranlage von Mittersheim (siehe ausgeführte Bauten) zur Durchführung gelangt.

e) Der Hochwasser-Grundablaß- und Umlaufkanal.

Diese Objekte werden in jenen Fällen zur Projektierung gelangen, wenn der Stauweiher insbesondere zur Zurückhaltung der Hochflutwelle, also als Retensionsreservoir dienen soll. Diese Stauweiheranlage stellt dann einen integrierenden Bestandteil eines Fluß- oder Bachregulierungsprojektes dar. Nehmen wir beispielsweise an, ein Bach wäre imstande, infolge Bestandes mehrerer gut erhaltener Brücken, Wehranlagen, fixierter (zwischen Häusern gelegener) Durchflußprofile etc., selbst nach einer entsprechenden gleichförmigen Regulierung des kurrenten Bachlaufes auf die Kapazität obiger fixierter Durchflußobjekte, ein maximales Quantum von $Q = 30$ m³ pro Sekunde weiter zu führen, ohne zu exundieren, also aus seinen Ufern zu treten. Bei häufig wiederkehrenden, durch größere Landregen erzeugten Sommerhochwässern führt jedoch der Bach, dessen Ober- und Mittellaufgebiet im Hügel- oder bergigen Lande gelegen ist, $Q = 55$ m³ während der Kulmination ab. Der Bach wird also in jedem solchen Falle mit $Q = 1$—25 m³ exundieren, welche Überschwemmung große Schäden verursacht. Eine Regulierung des Baches auf die obigen 55 m³ würde infolge des Neubaues sämtlicher in gutem Bauzustande sich befindlichen Objekte (Brücken, Wehren etc.), sowie der durch die notwendig werdende bedeutende Verbreiterung des Bachprofiles resultierenden Grundeinlösung eine solche Bausumme beanspruchen, daß die Rentabilität des ganzen Meliorationsunternehmens dadurch in Frage gestellt würde. Es wäre somit Aufgabe des Kulturingenieurs, zu studieren, ob in einem solchen Falle nicht etwa die Anlage eines Retensionsreservoirs in dem gebirgigeren Teile des Niederschlagsgebietes möglich und vorteilhafter wäre, insbesondere wenn durch gleichzeitige Benutzung des zeitweise angesammelten Wassers zu landwirtschaftlichen und gewerblichen Zwecken infolge Erhebung eines Wasserzinses die Baukosten des Reservoirs schon aus diesem Titel zum Teile amortisiert werden könnten.

In einem solchen Falle müßte dann, vorläufig von dem Zwecke als Sammel- (Irrigations-) Reservoir abgesehen, das Reservoir derart angelegt werden, daß alle Zuflüsse, welche ein sekundliches Quantum von 30 m³ nicht überschreiten, das Reservoir ungehindert passieren können, daß aber in dem Momente, als der sekundliche Zufluß 30 m³ übersteigt, das Plus durch eine gewisse Zeit im Reservoir zurückgehalten würde. Diese Regelung in den Zu- und Abflußverhältnissen in der eben geschilderten Weise kann nun auf zweierlei Weise durchgeführt werden:

α) mittels eines Derivations- oder Umlaufkanales und eines Grundablasses,

β) mittels eines Hochwassergrundablasses.

α) Derivations- oder Umlaufkanal.

Oberhalb der Rückstaustelle des Stauwasserspiegels bei abnormaler Spannung wird in den Bach oder Fluß eine Stauanlage eingebaut, von welcher, ähnlich einem Werksgerinne, der Derivationskanal abzweigt, welcher, längs der Lehne des Reservoirs sich hinziehend, in das Überfallwehr der Reservoirmauer einmündet (Fig. 111). Da dieser offene Graben womöglich mit Berücksichtigung eines seitlichen Massenausgleiches trassiert werden soll, so wird derselbe zumeist zum Teil im Einschnitt, zum Teil in der Aufdämmung liegen (Fig. 112), wobei die Krone des Dammes in der Nähe der Sperre in gleicher Höhe mit der Sperrenmauerkrone zu liegen kommen wird. Bei Annahme eines gewissen rationellen Wasserprofiles, dessen Ausmaß von dem mit Rücksicht auf eine nicht zu überschreitende Wassergeschwindigkeit zu wählenden Gefälle abhängen wird, wird der Beginn dieses Kanales, also der Ort der Stauanlage, berechnet werden können. Die Krone des Dammes muß mindestens 1 m, besser 1,5—2 m breit gemacht werden, um die Begehung dieses Kanales zu ermöglichen, und 0,3—0,5 m höher als der Kanalwasserspiegel liegen. Die Kapazität dieses Derivationskanales wird nur in sehr flachen Lehnen eine namhaftere, bei steileren Tallehnen jedoch nur eine beschränkte sein, daher derselbe in den meisten Fällen weniger zur Entlastung, als hauptsächlich dazu dienen wird, statt eines eigenen Grundablasses die permanente Wasserabgabe für Industrie- und sonstige Zwecke zu besorgen. In jenem Falle, wo der Umlaufkanal nur allein zur Entlastung für Hochwässer dienen sollte, muß die Krone der Wehranlage (Fig. 111) in eine solche Höhe gelegt werden, daß z. B. mit Bezug auf das früher angenommene Zahlenbeispiel alle Zuflüsse des Baches, welche 30 m³ pro Sekunde nicht überschreiten, in den Umlaufkanal einfließen und durch diesen in das Überfallwehr der Reservoirmauer bezw. in den Bach unterhalb des Stauweihers gelangen können. Sobald der Zufluß größer als 30 m³ und im Maximum 55 m³ wird, dann fließt über das Wehr die Differenz, also 1—25 m³, in das Reservoir ein, füllt dasselbe und kann in dem Maße, als der Bach oberhalb wieder weniger als 30 m³ abführt, durch einen Grundablaß sukzessive abgelassen werden, so daß unterhalb des Stauweihers nie mehr wie höchstens 30 m³, entsprechend dem Fassungsraume des Baches, ablaufen.

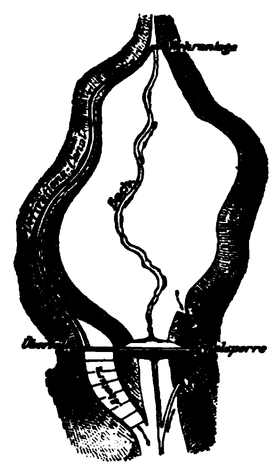


Fig. 111. Situation.

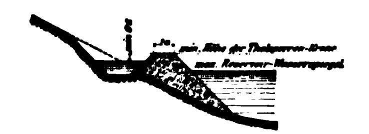


Fig. 112. Querschnitt durch den Umlaufkanal.

Der Einlauf des Derivationskanales beim Überfallwehr der Reservoirmauer kann beispielsweise nach der in Fig. 113—117 gezeichneten Weise

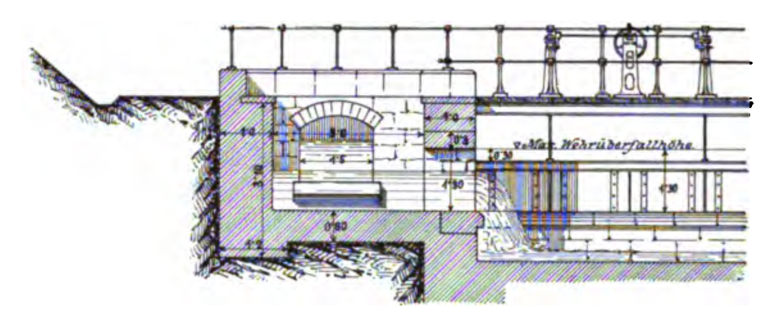


Fig. 113. Querschnitt *AB*.

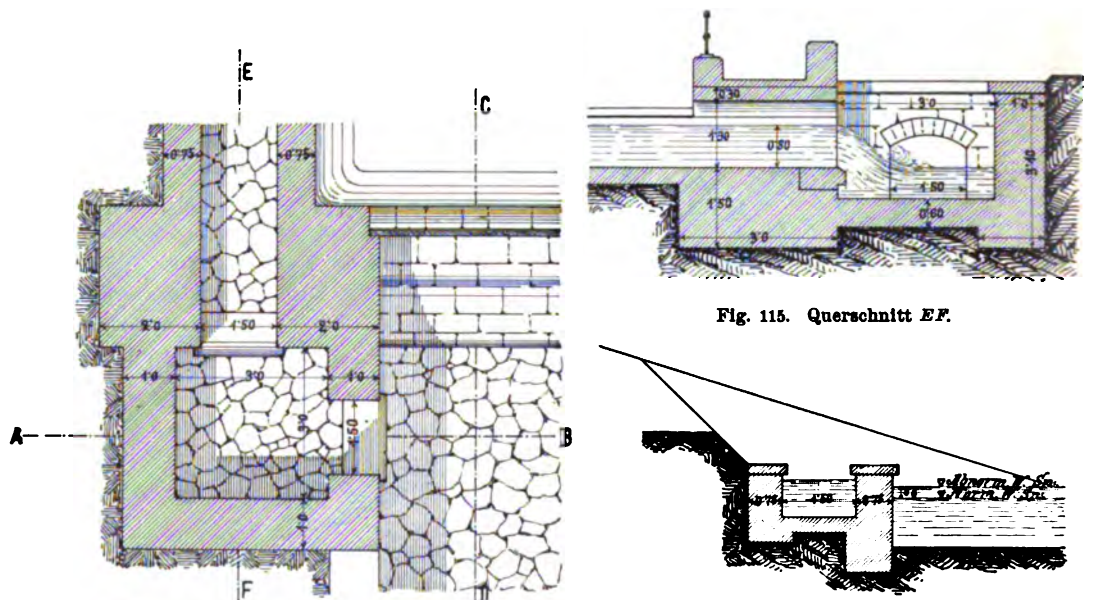


Fig. 114. Grundriß.

Fig. 115. Querschnitt *EF*.

Fig. 116. Querschnitt des Kanales oberhalb der Talsperre

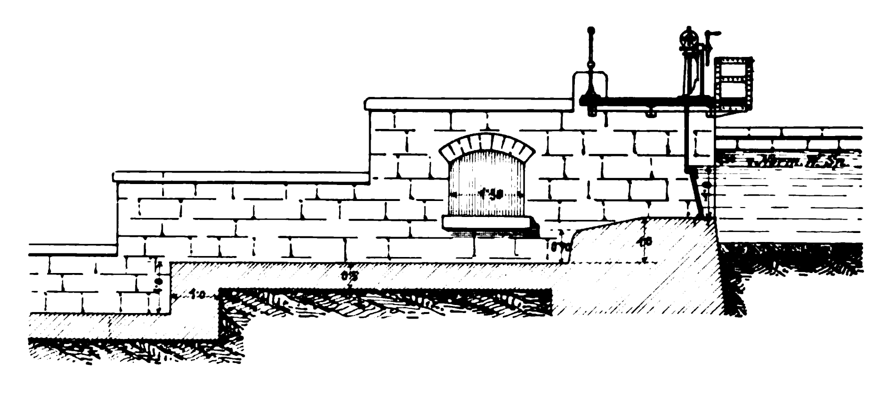


Fig. 117. Längenschnitt *CD*.

Einmündung des Derivationskanales in das Überfallwehr der Talsperre.

vermittelt werden. Das von E aus (Fig. 114) in den offenen gemauerten Derivationskanal (Querschnitt Fig. 116) fließende Wasser gelangt durch einen in der Talsperre situierten Durchlaß in einen offenen quadratischen Raum und von hier durch eine überwölbte Öffnung in das Abflußgerinne der Überfallwehre. Die 1,0 m hohen Wehraufsätze bestehen in diesem Beispiel aus Klappen (siehe Detail Tafel Jaispitzstauweiher).

Das Stauwehr W beim Beginn des Derivationskanales kann in einer der üblichen Konstruktionen fester oder beweglicher Wehre durchgeführt werden. Bei starkem Gefälle des Gebirgsbaches kann auch nachstehende

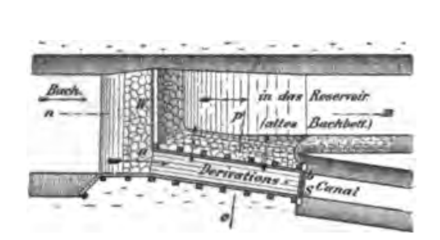


Fig. 118. Abzweigung des Umlaufkanales (Situation).

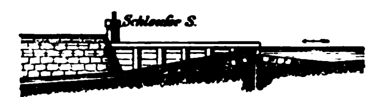


Fig. 119. Längenschnitt.



Fig. 120. Querschnitt.

primitive Holzbaukonstruktion (Fig. 118—120) zur Durchführung gelangen. Die eine Seite ab des im Beginn als Holzgerinne hergestellten Derivationskanales dient gleichzeitig neben der eigentlichen Wehrkrone auch als Überfallkante. Bei s ist der Umlaufkanal mit einer Schütze absperrbar und beginnt von hier aus als Graben.

Werden durch den Derivationskanal Quertäler oder größere Talmulden gekreuzt, so wird man diesen Teil als Aquädukt in Blech oder Holz gebaut herstellen. Die bauliche Durchführungsweise eines Blechaquäduktes mit gemauertem Anschlußgerinne ist aus Tafel IX (I. Bd.) zu ersehen. Für den Vorgang bei der Berechnung der Träger eines Aquäduktgerinnes von 2,0/0,8 m Querschnitt und 8 m Spannweite und aus 5 mm starkem Eisenblech konstruiert, diene nachstehendes Beispiel:

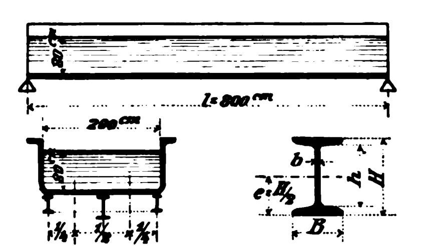


Fig. 121. Trägerberechnung.

T r ä g e r b e r e c h n u n g f ü r e i n e n B l e c h a q u ä d u k t v o n 8 m S p a n n w e i t e. Die Gesamtbelastung durch den Wasserdruck auf das ganze Aquädukt-Blechgerinne eines Feldes von 8 m Spannweite, 2 m Breite und 0,8 m Wassertiefe beträgt:

$$P = 2 \text{ m} \,.\, 8 \text{ m} \,.\, 0{,}8 \text{ m} \,.\, 1000 \text{ kg} = 12800 \text{ kg} = 12{,}8 \text{ t};$$

hiervon entfällt bei Annahme von 3 Trägern auf den mittleren Träger die Hälfte, also:

$$\frac{P}{2} = 6{,}4 \text{ t},$$

und auf die beiden Endträger:

$$\frac{P}{4} = 3{,}2 \text{ t}.$$

Bezeichnet M das Angriffs- (Biegungs-) Moment, W das Widerstandsmoment (Querschnittsmodul), s die zulässige größte Inanspruchnahme (Zugspannung) des Materials pro Flächeneinheit, so muß für den Gleichgewichtszustand im allgemeinen $M = W.s$ sein. Nun ist für freiliegende, gleichmäßig belastete Träger:

$$M = \frac{Pl}{8} \text{ und } W = \frac{J}{e}, \text{ also } \frac{Pl}{8} = \frac{J}{e} \cdot s,$$

wobei l die Stützweite des Trägers, J das Trägheitsmoment des Querschnittes und e die Entfernung der gespanntesten Faser von der Neutralachse für den Iförmigen Träger (aus Walzeisen) ist; wir haben ferner:

$$J = \frac{BH^3 - (B-b)h^3}{12} \text{ und } e = \frac{H}{2},$$

wobei b die Stegdicke, H die ganze Trägerhöhe, h die Steghöhe und B die Flanschen- oder Gurtungsbreite bedeutet. Setzen wir diese Werte ein, so erhalten wir:

$$W = \frac{BH^3 - (B-b)h^3}{6H} = {}^1/_6\left[BH^2 - (B-b)\frac{h^3}{H}\right],$$

also:

$$\frac{Pl}{8} = W.s = {}^1/_6\left[BH^2 - (B-b)\frac{h^3}{H}\right] \cdot s,$$

daraus ist:

$$W = \frac{Pl}{8s}.$$

a) Für den mittleren Träger haben wir $P = 6400$ kg, $l = 800$ cm, ferner nehmen wir $s = 1000$ kg pro cm² als zulässige Inanspruchnahme für Schmiedeeisen bei ruhiger Belastung an; es ist mithin:

$$W = \frac{6400 \,.\, 800}{8 \,.\, 1000} = 640.$$

Nach der Tabelle des österr. Ingenieur- und Architektenvereins (siehe Bd. I, S. 246) entspricht für Träger No. 28 $W = 601{,}4$ und für Träger No. 28a $W = 728{,}3$; wir wählen daher den nächst größeren Träger No. 28a. Nun ist noch das Eigengewicht zu berechnen. Das Eigengewicht des Gerinnes beträgt auf 8 m Länge ca. 3000 kg, also entfällt auf den mittleren Träger die Hälfte = 1500 kg; der Träger selbst wiegt ca. 500 kg, es ist daher die Eigenbelastung $Q = 2000$ kg. Die Totalbelastung des mittleren Trägers ist somit de facto:

$$P = 6400 + 2000 = 8400 \text{ kg},$$

also für den Träger 28a:

$$P = \frac{8s \,.\, W}{l} = \frac{8 \,.\, 1000 \,.\, 728{,}3}{800} = 7283 \text{ kg},$$

d. h. mit Rücksicht auf die Eigenbelastung wäre das gewählte Trägerprofil zu schwach. Wir ziehen also $P = 8400$ kg in Rechnung und erhalten:

$$W = \frac{Pl}{8s} = \frac{8400 \,.\, 800}{8 \,.\, 1000} = 840.$$

Dem Träger No. 32 entspricht $W = 862{,}9$, d. h. die Tragkraft desselben auf 8 m Stützweite beträgt:

$$P = \frac{8s \,.\, W}{l} = \frac{8 \,.\, 1000 \,.\, 863}{800} = 8630 \text{ kg} = 8{,}63 \text{ t}$$

oder pro Meter Stützweite:

$$P = 8{,}63 \,.\, 8 = 69{,}04 \text{ t}.$$

Berücksichtigen wir nun auch das größere Eigengewicht des Trägers No. $32 = 67{,}7 \,.\, 8 = 541{,}6$ kg, so erhalten wir als Eigenbelastung

des Gerinnes $\frac{3000}{2}$ . . . . $= 1500$ kg,
der Träger . . . . $= 542$ „
zusammen $= 2042$ kg,

also $P = 6400 + 2042 = 8442$ kg und $W = \frac{8442 \,.\, 800}{8 \,.\, 1000} = 844{,}2$ kg,

also ein kleineres Widerstandsmoment als das des gewählten Trägers No. 32.

b) Auf die beiden äußeren Träger entfällt

an Wasserdruck . . . . 3200 kg,
an Eigengewicht des Gerinnes $\frac{3000}{4} = 750$
Trägergewicht No. 24 a . . . . . 370 1120 „
zusammen $P = 4320$ kg.

$$W = \frac{Pl}{8s} = \frac{4320 \,.\, 800}{8000} = 432.$$

Nach der Tabelle besitzt Träger No. 24 a ein $W = 477{,}7$; das gewählte Profil entspricht also vollkommen.

Als mittlerer Träger wird also No. 32 und für die beiden Seitenträger No. 24 a zu wählen sein. — Die in Tafel IX (I. Bd.) und Fig. 354 (I. Bd.) gezeichneten Träger entsprechen den Typen No. 28 a und No. 24 und wurden seinerzeit auf Grund anderer Rechnungsfaktoren bestimmt.

β) Der Hochwassergrundablaß.

Da, wie früher erwähnt, der Umlaufkanal zumeist nur kleine Quantitäten abzuführen in der Lage sein wird, ist es in der Regel der Hochwassergrundablaß, welchem bei Retensionsreservoiren die Abflußregelung zufällt. Dieser Grundablaß, welcher schon bedeutendere Querschnittsdimensionen bei einem

größeren Bache besitzen wird, kann entweder aus einem Durchlaß bestehen, welcher, von rechteckigem, ovalem, gemischtlinigem oder kreisrundem Querschnitt, am tiefsten Punkte durch das Sperrenmauerwerk geführt, in äußerst solider Weise in Quader- oder Hackelsteinmauerwerk hergestellt wird. Die Berechnung des notwendigen Querschnittes erfolgt als „offene Rohrleitung oder als offenes Gerinne“ derart, daß bei Annahme eines kleinen Überdruckes von $^1/_2$—1 m zur Erzeugung der Eintrittsgeschwindigkeit das Profil in seinem weiteren Verlaufe nicht vollfließt. In dem Maße, als der Wasserspiegel im Reservoir steigt, wird die Einlauföffnung durch Absperrschützen etc. sukzessive verkleinert. Ergibt die Rechnung ein zu großes Profil, so werden gekuppelte Durchlässe (2—4 kleinere, nebeneinander liegende Öffnungen) angeordnet, insbesondere aus dem Grunde, um durch kleine Schützen die Ermöglichung ihrer Bewegung durch einen Mann zu erreichen. Vorteilhafter erscheint jedoch die Vortreibung eines eigenen, von der Reservoirmauer unabhängigen Stollens, der dann als Grundablaß- und Hochwasserstollen funktioniert.

Die Regulier- und Absperrvorrichtung wird am sichersten am Einlaufe placiert, obwohl hierdurch gewöhnlich der Bau eines eigenen Schützen- oder Schleusenturmes notwendig wird. Ein solcher Grundablaß wird zur vollständigen Entleerung und Trockenlegung, sowie auch zur Ausspülung (Reinigung) des Reservoirs benützt. Zum Zwecke der Reinigung von abgelagertem Schlamm, Sand u. dergl. wird das Reservoir bei ganz geschlossenen Grundablaßschützen zum Teil unter Wasser gesetzt und dann die Schützen plötzlich aufgezogen, wodurch ein großer Teil der Sedimente des Staubeckens mitgerissen wird. Eine gründliche Reinigung der weiter oberhalb liegenden Partien der Reservoirtalsohle muß in längeren Zwischenräumen je nach Erfordernis mittels Aushub und Abfuhr erfolgen. Die bauliche Durchführungsweise derartiger Grundablässe und Stollen, ihre Funktionierung etc. ist aus der späteren Beschreibung der Jaispitzstauweiherbauten zu ersehen.

Statt der bisher angeführten Art der Wasserentnahme durch eine oder mehrere am tiefsten Punkte, also vor dem Grundablasse selbst angebrachten Schützen kann dieselbe auch durch eigene Wassertürme erfolgen, welche in verschiedenen Höhen durch einfache Schleusen oder durch Drehschützen absperrbare und regulierbare Auslauföffnungen besitzen, welche nach Maßgabe des sinkenden Wasserspiegels oder auch gleichzeitig in Funktion treten können, wodurch neben manch anderen Vorteilen auch der Verschluß, da unter geringerem Druck in viele Teile geteilt, ein billiger und leicht zu handhabender wird; doch verteuern derartige Wasserentnahmetürme die Stauweiheranlage um ein Bedeutendes. Die Beschreibung eines derartigen Wasserturmes siehe bei den französischen Reservoiren von Torcy Neuf (Taf. XVI) und de la Mouche.

2. Die Nebenobjekte.

Zu den Nebenobjekten gehört bei allen größeren Reservoiranlagen unter allen Umständen ein Wächterhaus, da derartig verantwortliche Bauten der permanenten und eingehendsten Beaufsichtigung und Erhaltung bedürfen; weiter wird häufig ein Schotter- und Sandablagerungsbassin am obersten

Ende des Staubeckens (Einlauf des Reservoirbaches) und zwar oberhalb der eventuellen Stauanlage für den Derivationskanal notwendig werden, welches aus einem genügend großen, offenen Bassin besteht, in welches die Schotter- und Sandmassen sich ablagern können. Das Bassin muß nach Bedarf natürlich immer gereinigt werden.

In gewissen Fällen wird vor diesem Bassin oder vor dem Umlaufkanal die Anbringung von Auffangrechen notwendig werden, um Langholz und andere vom Hochwasser mitgeführte große Gegenstände zurückzuhalten und so die Möglichkeit einer Verstopfung der Reservoirmauerobjekte zu verhindern. In bezug auf die Verlegung des Grundablasses wird sich die Anbringung eines Schutzrechens (Gitters) etc. vor demselben jedenfalls empfehlen.

3. Wege- und Strafsenbauten.

In der Höhe der Mauerkrone soll womöglich an beiden Seiten des Stauweihers ein Gehweg, event. Fahrweg angelegt werden; ferner ist ein Auffahrtsweg zu der Talsperrenkrone von der Talsohle oder einem unterhalb des Stauweihers gelegenen Fahrweg aus herzustellen. Der provisorische Bau dieser Kommunikationsmittel wird in der Regel schon vor dem eigentlichen Baubeginn der Talsperre durchgeführt werden, um die zum Bau notwendigen Materialien und Gerätschaften zuführen zu können. Bei langen Zufahrten ist die Anlage einer eigenen Materialeisenbahn rationell, wie dies beispielsweise bei der Urfttalsperre der Fall war, bei welcher eine 12 km lange Eisenbahn zu diesem Zwecke gebaut wurde. Die Krone des Umlaufweges muß der raschen Entwässerung wegen konvex gestaltet, dem Wege selbst ein schwaches Gefälle gegeben und Entwässerungsgräben auf der Bergseite angeordnet werden, um das bei Regen von den Lehnen herabfließende Wasser rasch abführen zu können. Bei steileren Tallehnen werden auf der Wasserseite zuweilen Stützmauern, an einzelnen Stellen kleine Durchlässe etc. notwendig werden. Gehwege sind zu beschottern, Fahrwege mit 1 m breitem Erdbankett und einer entsprechend der Kategorie der Straße verschieden breiten Fahrbahn mit Grundbau und Beschotterung auszustatten.

4. Nebenarbeiten.

Zu den Nebenarbeiten gehören nachstehende Herstellungen: Planien für den Bau des Wächterhauses und event. Terrain-Ausschlitzungen vor dem Überfallwehre, die Herstellung einer Telegraphen- oder Telephonverbindung für den Wetter- und Hochwasser-Nachrichtendienst, welcher vom Reservoirwächter zu besorgen ist. Steile Lehnen innerhalb des Arbeitsfeldes sind anzupflanzen oder aufzuforsten, anbrüchige Ufer des Baches zu befestigen, der Bach selbst oberhalb, insbesondere jedoch unterhalb des Stauweihers eine längere Strecke zu regulieren. Eine der größten Nebenarbeiten zum Zwecke der Verhinderung der Schotter- und Geschiebe-Erzeugung bildet die Verbauung eventueller schotterführender Runsen, Wasserrisse im Arbeitsfelde selbst und der in das Reservoir einmündenden Wildbäche, aus welchen infolge Erosion der Gerinne etc. oft bedeutende Schotter- und Geschiebemassen in das Reservoir gelangen und dasselbe verschlämmen können.

Die Notwendigkeit der zur Behebung dieser Übelstände erforderlichen, unter dem allgemeinen Titel **„Wildbachverbauungen“** zusammengefaßten Wasserbauten gestaltet sich von Jahr zu Jahr dringender, und kann mit Sicherheit behauptet werden, daß die zur Bekämpfung dieser auch für die unterhalb liegenden Flüsse und Ländereien bestehenden Gefahren und Übelstände notwendigen Arbeiten und Geldsummen von Jahr zu Jahr größere werden, um die entfesselten Naturkräfte wieder zu bändigen und weitere Schäden zu verhüten. Es ist ferner zu beachten, daß diese Gefahren nicht im einfachen Verhältnisse sich vergrößern, sondern im Potenzverhältnisse zunehmen, daher es im Interesse der Landeskultur gelegen ist, so rasch als möglich, weil am sichersten und billigsten, mit den sanitären Maßregeln einzugreifen. Gehen wir zu der Betrachtung über das Wesen der Wildbäche über, so frägt es sich in erster Linie: „Was ist unter dem Ausdruck Wildbach zu verstehen resp. wie entsteht derselbe?“ Die auf die Erdoberfläche fallenden Meteorwässer oder die durch Schmelzen der Schneemassen entstehenden Wassermengen suchen, dem Gesetze der Gravitation folgend, so rasch als möglich den tiefsten Punkt, also die Flußtalsohle zu erreichen, und suchen zu diesem Zwecke, wenn nicht ihr Lauf bereits durch eine ausgesprochene Mulde vorgezeichnet ist, den kürzesten Weg, die sogen. „Linie des größten Falles“. Bei dieser Bewegung nach abwärts verrichten die Wassermengen eine gewisse mechanische Arbeit, zusammengesetzt aus der dem Gefälle des Talabhanges entsprechenden Geschwindigkeit und der in der Zeiteinheit abfließenden Wassermenge resp. ihrem Gewichte, welcher mechanische Effekt größer wird, wenn die beiden Faktoren zunehmen.

Dieser Arbeit des herabfließenden Wassers setzt nun der Boden einen gewissen Widerstand entgegen, der abhängig ist von der geologischen Beschaffenheit, wie von der Kohäsion desselben. Ist dieser Widerstand geringer, so wird der Boden durch das Wasser aufgewühlt; es bildet sich ein Rinnsal, ein Wasserriß. In dem Maße, als die in diesem Bette nun konzentrierten Wassermengen durch seitliche Zuflüsse sich vermehren, steigt die Geschwindigkeit bei zunehmendem Gefälle, die Erosion des Bodens wird eine immer stärkere, es entsteht nach und nach bei konstanterem Zufluß ein wirkliches Bett. Während anfangs der arbeitenden Kraft des Wassers die nicht durch Grasnarbe oder dichte Vegetation gebundene Humusdecke zum Opfer fiel, widerstand auch später bei zunehmender Geschwindigkeit und Wassermenge nicht mehr die unter dem Humus liegende Lehmschichte; die Erosion griff weiter, die bloßgelegte Schotterschichte und die leicht verwitterbare Tonschieferlage wurde vom Wasser mitgenommen, der Wasserlauf wurde „schotterführend“. Mit Zunahme des Durchflußprofiles erreichte die Geschwindigkeit des herabstürzenden Wassers nach und nach eine solche Größe, daß endlich mitunter ganze Steinblöcke bis mehrere Kubikmeter Größe aus ihrem Zusammenhang mit dem bloßgelegten Gebirgsmassiv gelöst, mit furchtbarer Gewalt herabgewälzt wurden, im Vereine mit Geschiebe, Schotter, Bäumen u. dergl.; der Bach ist das geworden, was wir unter dem Namen „Wildbach“ bezeichnen. Es wird also je nach dem Materiale und der geologischen Beschaffenheit der Sohle und Uferwände das Bachbett bis zu

einem gewissen Maximum der Geschwindigkeit von dem strömenden Wasser nicht angegriffen werden, also genügenden Widerstand bieten. Wird jedoch diese Geschwindigkeitsgrenze überschritten, so tritt eine mit der wachsenden Geschwindigkeit rapid zunehmende Erosion der Sohle und Auskolkung der Ufer ein, das Gerinne wird immer tiefer in den Boden eingerissen, die Ufer unterwaschen, wonach sie nachstürzen und durch die lebendige Kraft des Wassers eine Zerstückelung des Materiales bewirkt wird, dasselbe sonach, wie erwähnt, in Form von großen Blöcken, größerem Geschiebe, Schotter etc. in das Tal abgeführt und je nach der Größe an jenen Stellen abgelagert wird, wo das Gewicht desselben bereits größer als die treibende Kraft des Wassers ist.

Es wird also im allgemeinen die Sanierung der Wildbäche darin bestehen, den früheren Gleichgewichtszustand nach und nach wieder herbeizuführen, was man erreichen wird, wenn die Geschwindigkeit des herabströmenden Wassers wieder auf jenes Maß herabgedrückt ist, bei welchem das Material des Bachbettes nicht mehr der Zerstörung ausgesetzt erscheint. Dieser Zweck läßt sich erreichen, wenn man durch eine Reihe von Querbauten im Bachbett das Gefälle des Baches in treppenförmige Sektionen einteilt, wodurch oberhalb einer jeden solchen Talsperre ein schwächeres Gefälle eintritt, dieser Raum nach und nach von dem noch erzeugten kleineren Geschiebe ausgefüllt wird und durch eventuelle nachträgliche Erhöhung dieser Talsperre endlich jenes Gefälle sich erzeugt, bei welchem kein Angriff der Sohle, also keine Geschiebebildung mehr eintritt. Bei dieser Gelegenheit wird auch bemerkt, daß die Geschwindigkeit resp. die mechanische Arbeit des fließenden Wasser sich dadurch auch verringert, indem die lebendige Kraft des über die Sperre herabstürzenden Wassers unterhalb derselben gebrochen wird. Diese Sperren, nach dem örtlichen zur Verfügung stehenden Materiale einerseits, wie der Bodenbeschaffenheit der Baustelle andererseits entsprechend, aus Holz oder Stein oder beiden erbaut, müssen wasserdurchlässig hergestellt werden. Da sie also keinen eigentlichen Wasserdruck auszuhalten haben, können sie auch in ihren Dimensionen entsprechend schwächer gehalten werden wie Wasserabschlußmauern.

Wo solche höhere Sperren nötig, sollen dieselben anfangs niedrig gehalten und erst nach erfolgter Verlandung auf ihre endgültige Höhe gebracht werden. Desgleichen ist es oft nötig, später nach Bedarf noch einige niedrigere Sperren einzuschalten. Werden diese Fixpunkte zur Begrenzung der Vertiefung der Bachsohle in Form von Talsperren nicht künstlich geschaffen, so wird sich die Sohle des Baches so lange senken, bis endlich die Widerstandsfähigkeit der leichtesten Materialien mit der bewegenden Kraft des Wassers sich ins Gleichgewicht stellt, in welchem Falle dann kein Material mehr vom Bache fortgeführt wird; es ist dann ein „Beharrungszustand" eingetreten, das sogen. „Gleichgewichtsprofil" erreicht; doch ist dieser Zeitpunkt selbst, als noch solange hinausgerückt angenommen, meist nur ein theoretischer.

Die eben beschriebene Erosion der Bachsohle betraf nur die unterwühlende Wirkung des Wassers in der Richtung des Längenprofiles und wird gewöhnlich auch die Längsunterwühlung genannt. Die erodierende

Wirkung im Bachbette beschränkt sich jedoch nicht allein auf die Sohle, sondern es werden auch die Seitenwände unterspült, wodurch die ihres festen Fußes beraubten Ufer nachstürzen und Anlaß zum Abrutschen der Talgehänge geben, diese dadurch auch eine immer flachere Gestaltung annehmen, bis auch hier nach langen Zeitperioden endlich einmal ein Gleichgewichtszustand eintritt; erst dann kann der Wildbach als „erloschen" angesehen werden. Diese letztere, mit dem Namen „Querunterwühlung" bezeichnete Erosion wird teilweise in unmittelbarer Nähe der Talsperren durch diese selbst verhindert, erfordert jedoch zumeist noch andere Sicherheitsvorkehrungen, als da sind: Steinsätze oder Flechtzäune am Fuße unterwühlter Ufer, Verflechtungen von Tallehnen, Entwässerung feuchter, rutschiger Gehänge durch offene Gräben oder besser mit Schotter und Bruchsteinen ausgeschlichteten Sickergruben, Aufforstung kahler Berglehnen und dergl. mehr.

Wir sind unter anderem jetzt auch bei der Aufforstung angekommen und soll auch nun dieses Einflusses gedacht werden, um so mehr, als in manchen Fällen Erscheinungen konstatiert werden müssen, die momentan überraschend den günstigen Einfluß des Waldes als bloße Theorie erscheinen lassen und die Gegner der retensiven Wirkung des Waldes scheinbar in ihren Behauptungen unterstützen. Durch vielseitige ombrometrische Versuche wurde konstatiert, daß ca. 25 % des gesamten Niederschlages bei dichtem, älterem Bestande (Hochwald) in den Baumkronen zurückgehalten werden, mithin nur 75 % der Regenmenge auf den Erdboden gelangen. Allein, nicht nur die Baumkronen selbst, sondern auch die durch die Waldkultur bedingte Waldstreudecke, die Moose und sonstige Vegetation des Waldbodens regulieren den Abfluß des Wassers einerseits, wie sie andererseits die Bodenoberfläche der meist steileren Abhänge binden und die Erosion derselben auch dadurch schwerer ermöglichen, daß sie die auffallenden Regenmengen in eine Unzahl feiner Wasserfäden teilen und die Geschwindigkeit des Abflusses vermindern. Ich hatte häufig Gelegenheit, bei meinen vieljährigen Studien und Aufnahmen wegen Gebirchsbachverbauungen im Walde von heftigen Gewitterregen überrascht zu werden und dabei die rückhaltende Wirkung des Waldes de facto zu beobachten. Man kann wohl hier einwenden, daß gerade in arrondierten Hochwaldgebieten sehr starke Hochfluten und bedeutende Geschiebeerzeugung anzutreffen sind.

Was die ersteren anbelangt, so darf nicht vergessen werden, daß in diesen Waldgebieten, nicht nur allein durch die bedeutende Seehöhe bedingt, die Regenhöhen viel größere sind, sondern große Waldkomplexe an und für sich häufigere und heftigere Niederschläge aus allbekannten Ursachen hervorrufen, und kann man behaupten, daß diese Hochfluten gewiß größere sein würden, wenn der Wald nicht bestände. Was die konstatierte Geschiebeerzeugung in Hochwäldern anbelangt, so dürfte ihr Ursprung immer aus jener Zeitperiode stammen, wo die betreffenden Waldpartien abgetrieben wurden und die kahle Oberfläche durch die Dezennien andauernde Epoche bis zum vollständigen hochstämmmigen Aufwuchs des Waldes Gelegenheit zur Bildung von Runsen und Wasserrissen gab, welch letztere dann als Sammelkanäle für die auch später im emporgewachsenen Walde niederfallenden

Meteorwässer oder Schneeschmelzen natürlich einem ähnlichen Schicksale verfielen, wie die offenen Bachrinnsale, nachdem einmal der Gleichgewichtszustand derselben gestört war.

Einteilung der Wildbachstrecken. Im allgemeinen lassen sie sich bei einem Wildbache drei Sektionen unterscheiden:

1. die Geschiebe-Erzeugungs-Sektion,
2. die Geschiebe-Transport-Sektion,
3. die Geschiebe-Ablagerungs-Sektion.

In der Regel ist die erste Sektion in höheren Gebirgen mit scharf begrenzter Wasserscheide, also bei ausgesprochenen Gebirgsrücken, die oberste; sie besitzt das stärkste Gefälle, welches die Erosion der Bachsohle begründet. Die darauffolgende Strecke weist ein kleineres Gefälle auf, zu klein, um die Talsohle anzugreifen, und andererseits groß genug, um durch die hierdurch erzeugte Geschwindigkeit des Wassers das meiste Geschiebe weiter zu transportieren (die großen Steinblöcke bleiben in der Regel hier liegen). Die letzte, unterste Sektion endlich weist bereits ein derartig kleines Gefälle auf, daß die herabgeschwemmten Schotter- und Geschiebemassen nicht mehr weiter transportiert werden können, sondern sich in Form eines Schuttkegels ablagern. Diese Sektion ist ausgesprochen nur dort zu finden, wo der Wildbach vor seiner Einmündung noch eine längere Strecke in der Flußtalebene fortfließt, während sie dort ganz fehlt, wo die Flußtalsohle sehr schmal oder der Fluß direkt unter dem Bergabhange sich hinzieht, von welchem der Wildbach herabkommt. In den Vorgebirgen zumeist, d. h. überall dort, wo ausgedehntere Hochplateaus die Wasserscheide nicht markant hervortreten lassen, kann als die oberste Sektion noch



Fig. 122. Uferschutzbau.

4. die Wasser-Sammel-Sektion hinzutreten. Diese repräsentiert das eigentliche Wassersammelbecken, zeigt infolge des geringeren Gefälles keine Erosion, daher meist feuchte und sumpfige Wiesen in den Terrainmulden ohne ausgesprochenen Bachlauf anzutreffen sind. Ist dieses oberste Gebiet nicht bewaldet, so gelangt der gesamte Niederschlag konzentriert und ziemlich rasch in die steile Schlucht der erzeugenden Sektion und beginnt hier seine erodierende Wirkung, auch wenn dort Hochwald vorhanden ist. Ein solcher Fall scheint dann auf den ersten Blick der zurückhaltenden und geschiebeverhindernden Eigenschaft des Waldes zu widersprechen, ist jedoch, wie eben erläutert, leicht erklärlich.

Wenn auch die Durchführung größerer Wildbachverbauungen zumeist nicht in den Wirkungskreis des Kulturingenieurs, sondern beispielsweise in Österreich derzeit in jenen des Forstingenieurs gehört, so wird sowohl der Kulturingenieur wie Landwirt sehr häufig in die Lage kommen, derartige Arbeiten in kleinerem Umfange in Form der eingangs besprochenen Verbauung von schotterführenden Runsen u. dergl. selbständig durchführen zu müssen. Zu

diesem Zwecke sollen in nachfolgendem einige einfache Typen von Sperren für Wildbachverbauungen und Runsen abgebildet werden. Notwendige lokale Bachregulierungen und Bauten zum Schutze anbrüchiger, schottriger Ufer können als Steinsätze oder in Holz in der in Fig. 122 veranschaulichten Weise durchgeführt werden, in welchem Beispiele auch eine teilweise Bachbetträumung vorgesehen ist. Fig. 123 und 124 zeigen die Anordnung einer Talsperre aus Holz für 1,5 m Höhe, als dreireihiger Flechtzaun hergestellt, in der Ansicht, im Längenschnitt und Querschnitt. Sperren von 0,3—0,5 m Höhe werden durch einen einfachen Flechtzaun, Sperren von 0,6—1,0 m Höhe durch einen doppelreihigen Flechtzaun hergestellt. Fig. 125—127 stellen in Ansicht, Querschnitt und Daraufsicht eine 2 m hohe Sperre aus Holz mit einem gepflasterten Absturzbett vor. Eine andere Konstruktionsweise einer hölzernen, 2 m hohen Talsperre ist aus den Fig. 128 bis 130 ersichtlich. Der aus einem fünfreihigen Flechtzaunbau bestehende Sperrenkörper ist entsprechend tief in beide Tallehnen einzubinden (siehe perspektivische Ansicht der Uferausschlitzung in Fig. 130) und an diesen Stellen sodann solid abzupflastern. Die Zwischenräume der Flechtzaunreihen werden mit Geschiebe und Schotter ausgefüllt und oben trocken abgepflastert; talaufwärts wird der Sperrenfuß durch einen Steinwurf, talabwärts durch eine dicke Faschinenspreitlage vor Unterkolkung gesichert. Sperren aus Holz bedingen die Möglichkeit der Begrünung der Pfähle und Flechtruten, da sie sonst bald absterben.

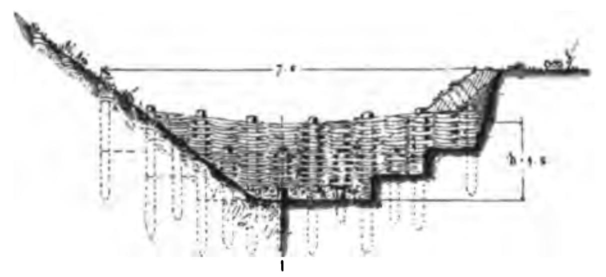


Fig. 123. Sperre aus Holz, 1,5 m hoch. a Ansicht und Längenschnitt.

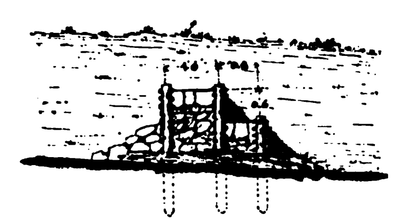


Fig. 124. b Querschnitt.

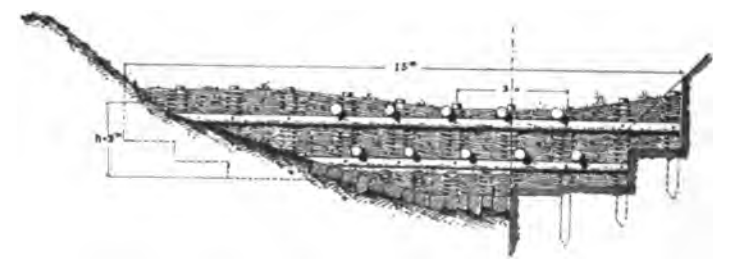


Fig. 125. Holzsperre, 2 m hoch. a Ansicht und Längenschnitt.

Als Muster von 3 m hohen Sperren aus Stein, welche dort gebaut werden, wo der Untergrund Felsen ist und Steine in entsprechender Größe



und Qualität in der Nähe der Baustelle vorhanden sind, dienen die Fig. 131 bis 133. Fig. 133 zeigt die Anordnung einer kleinen, wasserdicht gemauerten

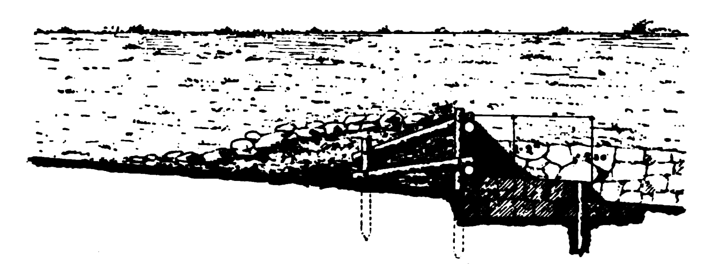


Fig. 126. Holzsperre, 2 m hoch. b Querschnitt.

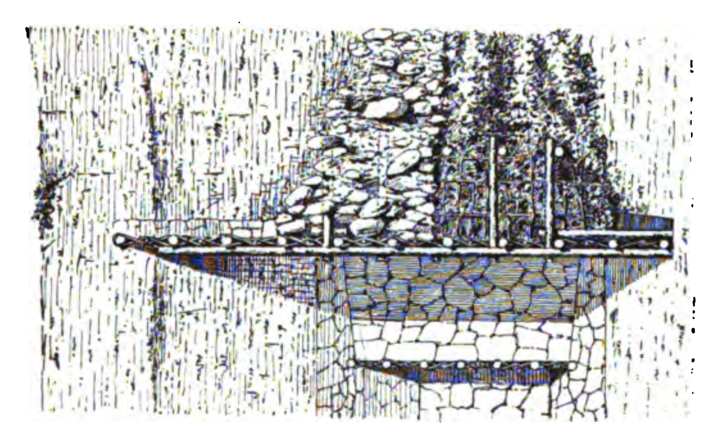


Fig. 127. Holzsperre, 2 m hoch. c Daraufsicht.

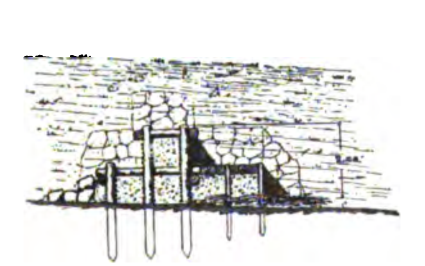


Fig. 128. Sperre aus Holz, 2 m hoch. a Querschnitt.

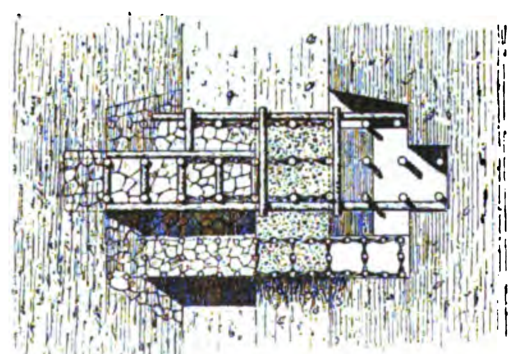


Fig. 129. b Daraufsicht und Horizontalschnitt.

Gegensperre, durch welche ein kleines Wasserbecken gebildet wird, welches als Schutz gegen Unterspülung durch das herabstürzende Wasser dient. Die kurze, größere, 3 m hohe Talsperre ist in Trockenmauerwerk geradlinig hergestellt. Bei größeren Längen können die Sperren auch bogenförmig und

mit Verkleidungshackelsteinmauerwerk in Mörtel gelegt werden, wie dies aus den Fig. 134—136 ersehen werden kann. In diesem Falle ist jedoch zur

Fig. 130. c Ufereinbindung.

Fig. 131. Sperre aus Stein (Trockenmauerung), 3 m hoch. a Ansicht.

Fig. 132. b Daraufsicht.

Fig. 133. c Querschnitt.

Fig. 134. a Daraufsicht.

Fig. 135. b Querschnitt.

Fig. 136. c Längenschnitt und Ansicht.

Fig. 134—136. Sperre aus Stein (bogenförmig), 3 m hoch (in Mörtelmauerwerk).



Hintanhaltung eines Wasserdruckes für die Möglichkeit des Wasserabflusses durch Herstellung von ein oder zwei Grundablässen Sorge zu tragen.

5. Die Grundeinlösung.

Aller bleibend benötigte Grund für die Herstellung und Benutzung eines Stauweihers muß definitiv eingelöst werden; bei solchen Gründen oder Liegenschaften und Objekten, welche nur zeitweilig benutzt werden, muß die Einräumung von Servitutsrechten angestrebt werden. Werden durch den Bau der Stauweiheranlage bestehende Wasserrechte in ungünstigem Sinne beeinflußt, dann muß das betreffende Wasserrecht entweder völlig erworben oder aber eine Wasserrechts-Entschädigung geleistet werden, bei deren Bemessung nicht der ziffernmäßige Entgang an Wasserkraft als Maßstab zu dienen hat, sondern die Entschädigung in dem Maße der wirklichen Betriebseinschränkung und des daraus resultierenden Verdienstentganges zu berechnen und hieraus die zu leistende Entschädigungssumme zu bestimmen ist.

II. Erddämme.

Staudämme aus Erde werden überall dort projektiert werden können, wo kein felsiger Untergrund vorhanden und wo sowohl entsprechendes Dichtungsmaterial (Lehm) als auch entsprechendes Dammanschüttungsmaterial in genügender Menge verfügbar ist, und endlich dort, wo es sich um geringere Stauhöhen handelt. Gegenden mit mehr feuchtem Klima werden für Erddämme mehr entsprechen wie heiße, trockene, regenarme Gebiete. Die zur Dammherstellung verwendete Erde soll womöglich aus 40% Ton und 60% Sand bestehen. Reiner Ton (Lehm) erzeugt nach Trockenheit Risse und Sprünge und hat nach langem Regen die Tendenz zum Fließen. Ist das Material zu sandig oder zu kiesig, so ist es nicht wasserundurchlässig und der Dammkörper nicht stabil. Das beste Material ist grobkörniger Sand, welcher gerade so viel Ton enthält, um die einzelnen Sandkörner zu binden. Eine besondere Dichtigkeit wird erreicht, wenn man das Dammmaterial während des Stampfens mit Kalkmilch begießt oder, falls zur Regenzeit gearbeitet wird, man das feuchte Erdmaterial zeitweise mit Kalkpulver bestreut. Das zu verwendende Erdmaterial muß vor der Verwendung von allen pflanzlichen Überresten befreit werden, welche sonst, später in Fäulnis übergehend, Hohlräume im Dammkörper bilden würden. Das Dammmaterial wird in 10—20 cm hohen Schichten aufgebracht, angefeuchtet und festgestampft oder gewalzt. In erster Linie jedoch ist das sogen. Dammfeld auszuheben; es ist nämlich die als Basis oder Fundament des Dammes dienende Bodenfläche von aller Vegetation und von der Humusdecke bis zum gewachsenen Boden herab zu befreien, desgleichen ist sehr wasserdurchlässiger Untergrund zu durchteufen und der Damm auf undurchlässigen, tragfähigen Grund zu fundieren. Wo dies bei bedeutender Mächtigkeit der wasserdurchlässigen Schichte zu kostspielig ist, werden am wasserseitigen Dammfuße oder auch in der Mitte Quergräben bezw. Längsgräben bis auf die wasserdichte Schichte abgeteuft und dieselben nachträglich mit Lehm oder Beton ausgestampft und auf diese Weise sogen. G r u n d s c h w e l l e n bis über das Terrain herauf her-

gestellt, welche ein Durchsickern des Wassers im Fundamente verhindern. Auch pflegt man nebst einer mittleren Sohlschwelle aus Tonschlag noch einen die Mitte des Dammkörpers bildenden Ton-, Lehm- oder Lettenkern (Puddelkern) anzuordnen (besonders in England gebräuchlich), welcher sich jedoch in manchen Fällen praktisch nicht bewährt hat, weil man selbst bei der sorgfältigsten Arbeit nicht verhindern kann, daß zwischen dem Tonkerne (Puddel) und dem angrenzenden Dammschüttungsmaterial Spalten und Klüfte entstehen, in welche das Wasser eindringt und zu großen Setzungen des Dammes Anlaß gibt. Manche Ingenieure vertreten trotzdem diese englische Bauweise noch heute sehr warm.

In Frankreich ist man von diesem System ganz abgegangen und wurde diese Angelegenheit auch auf dem internationalen Binnenschiffahrtskongresse zu Paris im Jahre 1892 besprochen. Das beste System der Dichtung ist die Herstellung einer starken, wasserundurchlässigen Schichte auf der Wasserseite selbst.

Der damalige Berichterstatter über die insbesondere durch hohe Erddämme gebildeten Speisungsreservoire des Zentrum- und Burgunderkanales, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées in Dijon, Herr Fontaine, empfiehlt zum Schlusse seines Berichtes folgende Maßnahmen für die Herstellung von Erdtalsperren, welche auch vom Kongreß angenommen und anempfohlen wurden. Dieselben lauten:

1. Das zur Verwendung gelangende Erdreich ist dann am besten, wenn es sich der Zusammensetzung von zwei Teilen Sand auf einen Teil Ton am meisten nähert.

2. Bei gutem Erdreich kann man Stauhöhen bis 20 m zulassen.

3. Das beste und bauökonomischste Profil für die innere Böschung ist jenes mit kleinen selbständigen Stufen von 1,5—1,8 m Höhe und einer Neigung von 45° (also 1 : 1), welche durch 0,8—1,0 m breite Absätze (Bermen) getrennt sind, wobei alle 5—6 m eine doppeltbreite Berme anzuordnen ist. Die äußere Böschung braucht nur eine Neigung von $1:1^1/_4$—$1:1^1/_2$ zu besitzen. Die beste Bekleidung für die Absätze wie für die Steindeckwerke (Pflaster) ist ein Mauerwerk aus Bruchsteinen auf Beton von 0,4—0,5 m Gesamtdicke.

4. Das Stampfen des Erdmaterials mit der Hand muß soviel als möglich vermieden werden und statt dessen schwere Walzen (Dampfwalzen oder mit animalischer Kraft gezogene) verwendet werden.

5. Es ist von Wichtigkeit, in den Damm keine Mauermassive einzuschieben, welche das Stampfen bezw. Walzen im großen beeinträchtigen.

6. Die Kanten (Schwellen) der Überfälle müssen möglichst niedrig gehalten und durch leicht entfernbare Wehraufsätze die normale Stauhöhe ergänzt werden, um durch diese Überfälle die größtmöglichsten Hochwassermengen ableiten zu können.

Zu Punkt 2 dieser Schlußfolgerungen sei bemerkt, daß es sich empfehlen wird, bei Erddämmen Wassertiefen über 10 m aus Sicherheitsrücksichten womöglich zu vermeiden. — Bezüglich der in Punkt 3 beschriebenen Ausführung der Sicherung der wasserseitigen Böschung, sowie der Bauweise der

Grundablässe etc. wird auf die spätere Beschreibung dieser französischen Sperren (Erddamm von Montaubry) hingewiesen.

E. Berechnung des Fassungsinhaltes der Reservoire.

I. Approximativberechnung.

Bei den ersten Lokalstudien beim Suchen günstiger Reservoirstellen wird es sich darum handeln, gleich an Ort und Stelle den Fassungsraum eines Sammelbeckens annähernd zu berechnen. Zu diesem Zwecke sind nachstehende Größen zu schätzen:

h die maximale Wassertiefe mit Berücksichtigung der bauökonomischen Grenze,

l die Länge des dieser Wassertiefe entsprechenden Wasserspiegels (vom Talgefälle abhängig),

β_m die mittlere Talsohlenbreite des Staubeckens aus:

$$\beta_m = \frac{\beta_1 + \beta_2 + \ldots \beta_n}{n}.$$

Mit Berücksichtigung des Neigungsverhältnisses der Tallehnen wird daraus die mittlere Wasserspiegelbreite B_m und die mittlere Wasserprofilbreite b_m geschätzt werden können. Es ist dann der maximale Fassungsraum $J = 0{,}5\,h \,.\, b_m \,.\, l$. Ist z. B. die größte Stauhöhe (Wassertiefe) $h = 10$ m, das Gefälle des Baches ca. $1\,^0/_0$, d. h. auf 100 m Bachlänge 1 m Gefälle, so ist für $h = 10$ m: $l = 1000$ m; es ist also die mittlere Wassertiefe $h_m = 5$ m. Hätte man für das mittlere Profil des Talbeckens, dessen Lehnen in einem Verhältnisse von 1 : 2 geböscht sind, $\beta_m = 80$ m gefunden, so wäre $B_m = 100$ und $b_m = 90$ m, somit der beiläufige Fassungsraum des Beckens bei 10 m Stauhöhe

$$J = 0{,}5 \,.\, 10 \,.\, 90 \,.\, 1000 = 450000 \text{ m}^3.$$

II. Berechnung aus den Querprofilen.

Für alle anderen annähernd genauen Kubaturbestimmungen wird es sich empfehlen, die Berechnung aus aufzunehmenden charakteristischen Querprofilen vorzunehmen; für Detailprojekte ist dies unbedingt notwendig.

Man wird nun entweder das ganze in Betracht kommende Terrain tachymetrisch aufnehmen, was insbesondere bei dicht bewaldeten Gebieten unumgänglich notwendig wird, daraus den Schichtenplan und aus diesem die Querprofile konstruieren oder aber bei flacherem und offenem Terrain die Querprofile direkt aufnehmen.

Man steckt zu diesem Behufe eine Achse in der Talsohle aus, darauf senkrecht die richtig zu wählenden Querprofile (siehe Situation Weirowitz, spät. Fig.), nivelliert die Achsenpunkte an, staffelt die an günstigen Punkten gewählten Querprofilen ab, trägt diese Profile graphisch auf, zeichnet den maximalen Wasserspiegel ein, planimetriert diese Wasserprofile und stellt nun in der früher besprochenen Weise die Kubaturberechnung derart an, daß man das arithmetische Mittel je zweier aufeinander folgender Profilflächen mit ihrer Entfernung multipliziert.

III. Notwendiger Fassungsraum der Gebirgsreservoire.

Je nach dem Zwecke, welchem der Stauweiher zu dienen hat, wird die Berechnung des notwendigen Fassungsraumes des Staubeckens eine verschiedene sein.

1. Sammelreservoire.

Wasserversorgungs-, Industrie- und Irrigations-Reservoire dienen in der Regel nahezu ausschließlich diesem Zweck, da keine Unterbrechung durch notwendige Entleerung vor großen Niederschlägen stattfinden darf. Die erste Aufgabe wird es sein, das in einzelnen Jahren und Monaten zur Verfügung stehende Abflußquantum des Einzugsgebietes zuerst zu erheben.

Man konstruiert zu diesem Behufe in erster Linie das Einzugsgebiet (Niederschlagsgebiet) des Reservoirs aus der Spezialkarte 1 : 75000 oder 1 : 25000 und berechnet dasselbe. Nun erhebt man die Regenhöhen für die einzelnen Jahre und Monate aller für das Einzugsgebiet in Betracht kommenden, also innerhalb desselben oder außerhalb der Wasserscheide, in der Nähe gelegenen ombrometrischen Stationen, soweit als diese Aufzeichnungen aus den meteorologischen Berichten zur Verfügung stehen.

Behufs Ermittelung der Zuflußmengen in das Stauweiherbecken aus den Niederschlagshöhen muß wiederholt betont werden, daß zur Berechnung die Beobachtungsdaten eines möglichst langen Zeitraumes herangezogen werden sollen.

Häufig stehen dem projektierten Ingenieur derartige lange Beobachtungsreihen überhaupt nicht zur Verfügung, mitunter wird aber zur Vermeidung der zeitraubenden Sammlung und Auswertung der meteorologischen Daten, also aus Bequemlichkeit, ein Zeitraum von ca. 10 Jahren als ausreichend angenommen, eine Annahme, die meist vollig unrichtig ist und zu den ärgsten Irrtümern führt.

Ich habe schon im I. Bande dieses Handbuches (S. 53 und 135) an der Hand des Graphikons (Taf. II) auf die bedeutenden Schwankungen der Jahresregenhöhen eines und derselben Station hingewiesen.

Zur weiteren Bekräftigung dieser Tatsachen und der Notwendigkeit der größten Vorsicht bei den bezüglichen Berechnungen und daraus zu ziehenden Schlußfolgerungen will ich noch die Ausführungen des Direktors der Königl. sächsichen meteorologischen Station in Chemnitz (Sachsen) Herrn Prof. Dr. Schreiber anführen. In Dresden und Freiberg begannen die regelmäßigen Niederschlagsbeobachtungen in den Jahren 1828 resp. 1829, daher für diese Stationen nunmehr 77 jährige Beobachtungen vorliegen.

Als Mittel der 73 Jahre (1828—1900) ergab sich für Dresden eine Jahressumme von 610 mm, ein Minimum von 300 mm (1832) und ein Maximum von 880 mm (1891); die Differenz zwischen den beiden letzteren Höhen betrug somit 580 mm oder 95 % des Mittels, das als Normalbetrag angesehen werden kann.

Für die während dieser Periode gebildeten verschiedenen 11 jährigen Mittel (angeblicher Zusammenhang mit den Sonnenfleckenmaximas) ergaben sich bloß 33 % des Normalwertes; ja selbst die 35 jährigen Mittel aus ver-

schiedenen Epochen wiesen einen Unterschied von 10 % gegen das 73 jährige Mittel auf.

Für Freiberg beträgt der Unterschied zwischen Maximum und Minimum 91 % des Normalwertes; die 11 jährigen Mittel zeigen 39 %, die 35 jährigen Mittel 17 % Unterschied gegen den 72 jährigen Mittelwert.

Die Wahl dieser Mittel erfolgt auf Grund der Annahme der Periodizität der Sonnenfleckenmaxima (11 Jahre — nach Prof. Brückner 35 Jahre, nach Prof. Reis 110—112 Jahre), obwohl de facto innerhalb 11 Jahre 2 Maxima und 2 Minima beobachtet wurden, welche Erscheinungen nach Lockyer sich auch in den Ländern um den indischen Ozean finden sollen.

Wichtiger als die Jahressummen ist jedoch die Gestaltung der Monatsregenhöhen bezüglich der Verteilung der Niederschläge.

Dr. Schreiber stellt zum Schlusse seines im Jahre 1901 gehaltenen Vortrages folgende Prognose:

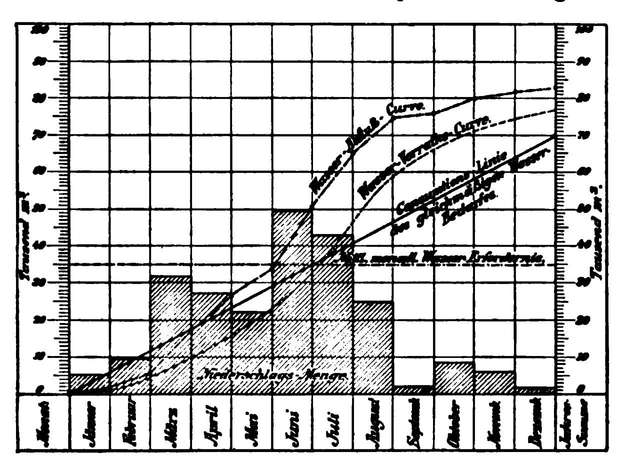


Fig. 137. Mittleres (Monats-) Abflußmengengraphikon pro 1890—1895.

„Sollten die dargestellten periodischen Schwankungen des Niederschlages tatsächlich bestehen, so werden im Zeitraume 1900/10 meist unternormale Jahresmengen eintreten, die aber nicht so klein sind, wie in den 30er und 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts. Von 1908—1927 findet ein auf- und niederschwankendes Ansteigen der Niederschlagsmenge statt, erreicht aber nicht die Höhe der letzten 20 Jahre. Von da an würde sehr rasch eine Zeit starker Trockenheit eintreten, und es müßten sich während der 2. Hälfte des jetzigen Jahrhunderts alle die Vorgänge wiederholen, die wir von 1830 an beobachten konnten."

Aus den Mittelwerten der einzelnen Beobachtungsstationen konstruiert man nun für die einzelnen Beobachtungsjahre das Regenhöhengraphikon (siehe Taf. IV, I. Bd.), bezw. in bezug auf die Größe des Einzugsgebietes das Regenmengengraphikon nach der auf Tafel II des I. Bandes veranschaulichten Weise. Mit Berücksichtigung der Terrainverhältnisse, Bewaldung etc. werden nun bei Annahme passender Abflußkoeffizienten die monatlichen Abflußmengen für die einzelnen Jahre berechnet und daraus ein Abflußmengengraphikon konstruiert (Fig. 137). Die schraffierten Rechtecke bedeuten die monatlichen Regenmengen oder die daraus berechneten monatlichen Abflußmengen. Aus dieser graphischen Darstellung wird man

natürlich bloß ein allgemeines Bild über die Verteilung der Abflußmengen zu dem Bedarfe erhalten. Statt durch Rechnung wird man jedoch viel genauer zum Ziele gelangen, wenn man in der Lage ist, über jahrelange Pegelaufzeichnungen eines in der Nähe des zu projektierenden Stauweihers gelegenen Durchflußprofiles (Brücke oder Wehr etc.) zu verfügen, in welchem Falle man sodann die Abflußmengen direkt berechnen kann. Nun rechnet man das mittlere monatliche Wassererfordernis für jene Zwecke, denen das Reservoir dienen soll, zeichnet dieses als horizontale Linie in das Graphikon ein und vergleicht nun, wie sich dasselbe mit den in den einzelnen Monaten zur Verfügung stehenden Abflußquantitäten kombiniert, ersieht daraus die Größe des Überschusses oder Mangels in den einzelnen Monaten und berechnet daraus den notwendigen Fassungsraum des Stauweihers.

Bei Berechnung des verfügbaren Wasservorrates ist auch die Größe der Verdunstung, sowie beispielsweise bei Wasserversorgungen die Schwankung im Konsum zu berücksichtigen, bei denen der Verbrauch im Sommer der größte sein wird. Bezüglich des Abfluß-, Versickerungs- und Verdunstungskoeffizienten für Stauweiher wurden nachstehende Resultate gefunden. Bezeichnet:

A die jährliche Abflußmenge (oder Höhe),
R die jährliche Regenmenge (oder Höhe),
K_1 den Abflußkoeffizient,
K_2 den Versickerungskoeffizient und
K_3 den Verdunstungskoeffizient, endlich
W die zur Speisung der Reservoire wirklich verfügbare Wassermenge,
so schwankt

1. der Abfluß-Koeffizient K_1 (im Mittel des Jahres) im allgemeinen zwischen 0,3—0,75, und zwar betrug derselbe beim Reservoir

von Montaubry . . . . $A = 0{,}29\ R$, also nahezu $^1/_3\ R$,
bei Groß-Bois . . . . . $A = 0{,}50\ R$,
bei Furens . . . . . . $A = 0{,}64\ R$,
bei Remscheid . . . . . $A = 0{,}67\ R$ oder nahezu $^2/_3\ R$,
von Ançon . . . . . . $A = 0{,}63\ R$,
der Vogesentalsperren . . $A = 0{,}60$—$0{,}80\ R$,
im Wuppergebiet . . . . $A = 0{,}60$—$0{,}70\ R$,
der Komotauer Sperre . . $A = 0{,}60\ R$,
nach Crugnola . . . . $A = 0{,}60$—$0{,}80\ R$.

Außer den bekannten Faktoren wird insbesondere der Koeffizient K_1 von der Durchlassungsfähigkeit des Untergrundes des orographischen (Sammel-, Niederschlags-) Gebietes abhängen.

2. Der Verlust durch Versickerung (Filtration) im Stauweiheruntergrunde selbst wird mit der Durchlässigkeit desselben, schlechter Dichtung des Abschlußwerkes und Tiefe des Wasserspiegels zunehmen. Bei Erddämmen kann der Versickerungsverlust in Kubikmeter und pro 24 h $K_2 = 0{,}35\ b_m \cdot h_m$ angesetzt werden, wobei

b_m die mittlere Breite des Dammes,
h_m „ „ Höhe „ „

bedeutet; nach anderen kann der Filtrationsverlust auch mit ca. 500—1000 m^3 pro Tag für jede Million Fassungsraum (5—10 %) angenommen werden.

3. Die Größe der Verdunstung der freien Wasserspiegeloberfläche ist je nach dem Klima des Ortes, seiner Lage gegen die herrschenden Winde etc. eine sehr verschiedene und kann aus den meteorologischen Aufzeichnungen der Stationen entnommen werden.

Im allgemeinen können auch bei besseren Reservoirbauten größere Prozente durch Versickerung und Verdunstung verloren gehen, so daß zur Speisung der Reservoire nur ca. eine verfügbare Wassermenge von $W = 0{,}7\ A$ in Rechnung zu setzen wäre, d. h. also $W = 0{,}2$ bis $0{,}5\ R$ beträgt, oder mit anderen Worten, von den Regenmengen nach diesen nur ganz allgemeinen Annahmen durchschnittlich nur 20—50 % als wirklich verfügbare Wassermenge anzunehmen wären. Zur weiteren Beurteilung dieser Frage sollen in nachstehenden Tabellen (S. 262—264) noch andere Erfahrungsresultate dienen, welche in verschiedenen Werken publiziert wurden.

Über die Prozentverhältnisse der Abfluß- und Verdunstungshöhen bezw. Mengen sind unter anderen im Wuppergebiet detailliertere Messungen vorgenommen worden, welche in nachstehender Tabelle aufgezeichnet erscheinen.

Tabelle über Niederschlag, Abfluſs und Verdunstung der drei benachbarten Täler Lennep, Uelfetal und Bevertal im Wuppergebiet (Rheinland).

1882	88 %	Abflußmenge.
1883	70 „	„
1884	66 „	„
1885	70 „	„
1886	60 „	„
1887	67 „	„
1888	82 „	„
1889	72 „	„
1890	70 „	„
1891	58 „	„
1892	69 „	„
1893	69 „	„
1894	74 „	„
1895	72 „	„
1896	62 „	„
15 jähriges Mittel	60 %.	

Mittlere jährliche Abflußprozente der Niederschlagsmengen bezw. Regenhöhen in Lennep, welche zwischen 924 und 1662 mm schwanken und im 15 jährigen Mittel 1217 mm betragen.

Bei einem Niederschlagsgebiet der Wupper bei Dahlhausen von 213,4 km ergaben sich aus 5 jährigem Mittel nachstehende Prozentverteilungen des Abflusses auf die einzelnen Monate:

Januar	84 %.	Mai	40 %.	September	61 %.
Februar	78 „	Juni	45 „	Oktober	74 „
März	68 „	Juli	48 „	November	86 „
April	62 „	August	46 „	Dezember	86 „

Stauweiher:	Fassungsraum Mill. m^3	Einzugsgebiet km^2	Regenhöhe mm	Abflußquote %	Bemerkungen.
Montaubry. . . .	5,0	16,0	max. 1310	36	Aus 10jähr. Beobachtungen ergaben sich im Mittel 29 %.
			min. 510	23	
			mittel 840	34	
Goudrexauge . .	13,0	—	—	49	
Gileppe	12,5	40,0	—	69	Stehen in trockenen Jahren zur Verfügung.
Remscheid. . . .	—	4,5	—	95	Max. Abfluß bei sehr undurchlässigem Terrain.
Liverpool . . .	—	40,0	884	60	Altes Reservoirgebiet.
	—	—	—	41	Virnwey-Gebiet.
Edinburgh. . . .	—	—	996	85	
Elsaß-Lothringen	—	—	—	36	Im Mittel und zwar (Abfluß-quote.)
				41	Januar bis März
				21	April „ Juni
				7	Juli „ Septbr.
Lothringen: Stauteiche von 250 m Seehöhe	—	Zur Hälfte bewaldet.	—		Verdunstung der freien Wasserspiegel - Oberfläche 600 mm pro Jahr; hiervon entfallen:
				8	auf Januar bis März,
				36	„ April „ Juni,
				44	„ Juli „ September,
				12	„ Oktober „ Dezember.
				zus. 100 %	
Mosel-Saar-Kanal	—	—	—	95	Dezember bis Februar.
				30	März „ Mai.
				9	Juni „ August.
				18	September „ November.
Westfälische Flußgebiete	—	—	—	65	November bis April.
				18	Mai „ Oktober.
Elbe- und Saalegebiet	—	—	600	38	Nach Michaelis entsprechen 1190 bezw. 400 m^3 durchschnittlich 800 m^3 Abflußmenge pro Tag und km^2. Nach Sasse (auf Grund 20 bis 50jähr. Pegelbeobachtungen) entspricht dies einer durchschnittl. Abflußmenge von 620 m^3 pro Tag und km^2.

In England werden nach Humber in trockenen Jahren durchschnittlich 150—450 m^3 pro Tag und km^2, bezw. eine jährliche Abflußhöhe von 55—165 mm gerechnet, welche aus einem Reservoirgebiet mit Sicherheit bezogen werden können.

Aus den neuesten Betriebsberichten der Wuppertalsperren-Genossenschaft sind nachstehende Daten über Abflußkoeffizienten zu entnehmen.

	Im Jahre							
	1903		1904		1905		1906	
	im Einzugsgebiete der							
	Bever-	Lingese-	Bever-	Lingese-	Bever-	Lingese-	Bever-	Lingese-
	Talsperre							
Mittlerer jährlicher Zufluß pro km² in Sek.-Liter . .	36,1	36,5	21,6	24,3	35,3	35,2	36,5	35,2
Prozent des Zuflusses gegenüber der Regenhöhe .	90,5	75,7	67,5	66,8	75,8	73,1	83,6	75,6
Jahresregenhöhe in Millimeter	1259	1486	1012	1148	1468	1520	1380	1444

Verdunstungshöhen der freien Wasserspiegel (in Prozenten der Niederschlagshöhen).

Mittel aus den drei nachbarlichen Tälern Lennep-, Uelfe- und Bevertal.

Jahr:	Lenneptal:			Uelfetal:			Bevertal:			Mittel der Verdunstung
	Niederschlags-höhen	Verdunstungs-höhen	Monats-regenhöhe	Niederschlags-höhen	Verdunstungs-höhen	Monats-regenhöhe	Niederschlags-höhen	Verdunstungs-höhen	Monats-regenhöhe	
	mm	mm	%	mm	mm	%	mm	mm	%	%
1889.										
Januar	55	25	45	45	35	77	39	27	69	64
Februar	113	—	—	77	—	—	60	—	—	—
März	74	70	94	68	90	132	55	60	109	112
April	40	58	145	37	107	289	29	97	334	256
Mai	78	98	125	53	132	249	54	134	248	207
Juni	81	124	153	56	166	296	83	154	185	211
Juli	153	110	71	171	114	67	149	168	113	84
August	166	115	69	153	95	62	142	135	95	75
September . . .	126	102	80	120	85	70	105	102	97	82
Oktober	54	83	153	42	67	159	29	75	258	190
November . . .	54	50	92	52	30	58	37	33	89	80
Dezember . . .	136	20	14	115	15	13	111	—	—	9
Im ganzen Jahre	1130	855	75	989	936	95	894	985	110	93

Jahr:	Lenneptal:			Uelfetal:			Bevertal:			Mittel der Verdunstung
	Niederschlags-höhen mm	Verdunstungs-höhen mm	Monats-regenhöhe %	Niederschlags-höhen mm	Verdunstungs-höhen mm	Monats-regenhöhe %	Niederschlags-höhen mm	Verdunstungs-höhen mm	Monats-regenhöhe %	%
1890.										
Januar	192	40	20	197	36	18	158	24	15	18
Februar	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—
März	61	60	100	58	63	108	55	62	112	107
April	98	95	96	89	71	80	79	90	114	96
Mai	77	100	130	77	129	167	69	154	220	172
Juni	93	94	101	87	99	113	71	107	153	122
Juli	149	89	60	161	107	66	134	118	88	71
August	163	83	50	145	89	61	146	115	78	63
September . . .	16	65	406	13	64	492	13	67	515	471
Oktober	166	33	20	144	36	25	141	32	22	22
November . . .	265	10	4	232	10	4	221	20	9	6
Dezember . . .	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Im ganzen Jahre	1297	629	46	1104	704	63	1089	799	73	62
1891.										
Januar	156	—	—	135	—	—	127	—	—	—
Februar	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—
März	160	50	31	144	50	34	93	50	54	39
April	86	60	69	101	55	55	73	60	82	69
Mai	77	110	172	91	107	119	65	120	184	148
Juni	181	90	50	173	82	47	172	105	61	52
Juli	102	110	108	112	116	103	91	125	139	117
August	112	90	80	79	86	108	74	100	135	108
September . . .	44	80	181	83	82	190	35	85	243	205
Oktober	61	68	113	69	66	95	47	70	148	119
November . . .	49	26	52	49	33	67	46	34	74	64
Dezember . . .	193	—	—	177	4	2	183	—	—	1
Im ganzen Jahre	1229	684	55	1170	781	67	1005	749	74	65
1892.										
Januar	102	—	—	72	—	—	60	—	—	—
Februar	79	20	25	65	22	33	54	22	40	33
März	43	58	135	25	68	272	34	58	170	192
April	44	79	180	30	106	353	34	80	235	256
Mai	72	156	216	55	160	290	52	157	301	269
Juni	86	118	137	85	113	132	65	125	192	153
Juli	68	124	182	73	123	168	45	137	304	218
August	84	118	140	76	118	155	71	125	176	160
September . . .	144	52	36	115	55	47	99	59	59	47
Oktober	101	45	45	87	48	55	89	51	57	55
November . . .	67	22	33	53	22	41	47	22	47	40
Dezember . . .	130	—	—	128	—	—	127	—	—	—
Im ganzen Jahre	1017	792	77	865	835	96	778	836	107	93

Aus allen 4 Jahren und den 3 Tälern ergeben sich also nachstehende Mittel:

Januar	20 %.
Februar	8 „
März	72 „
April	169 „
Mai	199 „
Juni	134 „
Juli	122 „
August	101 „
September	201 „
Oktober	96 „
November	47 „
Dezember	2 „
Im ganzen Jahre	78 %.

Diese Verdunstungshöhen sind natürlich bei ihrer praktischen Verwertung nicht auf die Fläche des Einzugsgebietes, sondern nur auf jene des Stauweiherwasserspiegels zu beziehen. Sei die letztere f m², so wird die Verdunstungsmenge $M_v = f \,.\, h_v$, wobei h_v die Verdunstungshöhe in Meter bedeutet. Sei also z. B. $f = 100000$ m² und die jährliche mittlere Verdunstungshöhe $h_v = 800$ mm $= 0{,}8$ m, so beträgt $M_v = f \,.\, h_v = 80000$ m³ pro Jahr (im Mittel), um welches Quantum also der Fassungsraum des Stauweihers, für das ganze Jahr geltend, zu vergrößern wäre. Natürlich wird man bei genaueren Rechnungen diese Mengen für die einzelnen Monate bezw. Quartale bestimmen.

Ein anderes Beispiel für die Berechnung der Abflußmengen aus den Regenhöhen bezw. Regenmengen bieten die im Jahre 1906 durch Ingenieur Czehak bei der Friedrichwalder Talsperre (Böhmen) vorgenommenen direkten Messungen.

Die Regenhöhe dieses Jahres betrug $h = 1700$ mm. Das 4,1 km² große Einzugsgebiet besteht aus 65 % Wald und 35 % Freiland (Heide und Jungwald). Die berechnete Regenmenge in diesem Jahre betrug $R = 7{,}2$ Mill. m³, die faktisch gemessene Abflußmenge $A = 5{,}0$ Mill. m³. Es betrug also der Abfluß **70 %** der ombrometrischen Regenmenge.

Auf die einzelnen Monate verteilt, ergaben sich nachstehende Abflußquoten der ombrometrischen Regenmengen:

Januar	40 %	Frost.
Februar	48 „	
März	103 „	Schneeschmelze.
April	455 „	
Mai	62 „	
Juni	62 „	
Juli	65 „	
August	38 „	starke Verdunstung.
September	53 „	
Oktober	76 „	
November	69 „	
Dezember	45 „	(Frost).
Im Jahresmittel	70 %.	

Bei Annahme einer Retension des Hochwaldes von 25 % erhalten wir nachstehende Resultate: Das Einzugsgebiet besteht aus 2,7 km² Wald und 1,4 km² Freiland.

Es gelangen daher auf den Erdboden:

im Wald . . .	2700000 m² . 1,76 m =	4,752 Mill. m³,
	hiervon ab 25 % Retension =	1,188 „ „
	bleiben für Waldbestand =	3,564 Mill. m³
für Freiland . .	1400000 m² . 1,76 m =	2,464 „ „
	also zusammen =	6,028 Mill. m³.

Da laut Messung 5,000 Mill. m³ wirklich abflossen, so entspricht dies einem Prozentsatz von **83 %** der auf den Erdboden gelangten Niederschlagsmengen.

Auf die Quartale verteilt, ergeben sich für

das	Winter-Quartal	(Dezember—Februar) . .	44 %,
„	Frühlings- „	(März—Mai)	207 „
„	Sommer- „	(Juni—August)	55 „
„	Herbst- „	(September—November) .	66 „
		im Jahresmittel	70 %

der ombrometrisch gemessenen Regenhöhe.

Hierbei ist hervorzuheben, daß der obere Teil des Einzugsgebietes ziemlich flach gestaltet ist (viel Moorbildungen), daher bei steileren Abhängen der Prozentsatz eigentlich noch größer werden sollte. Auch das durch Einsickerung gebildete Grundwasser wird zum größeren Teil in das Stauweiherbecken gravitieren.

Eine übersichtliche Orientierung zwischen Wasservorrat und Wasserbedarf kann durch die graphische Konstruktion der Ab- bezw. Zuflußkurven, sowie der Konsumtions- und Vorratskurven gewonnen werden. Diese Kurven bilden den geometrischen Ort der algebraischen Summe aller vorhergegangenen Zufluß-, Verbrauchs- und Vorratsquantitäten. In Fig. 137 sind diese Kurven skizziert (nicht konstruktiv eingezeichnet). Die Gestaltung der Vorratskurve wird eine Änderung erfahren, wenn bei den Ordinaten der jeweilige monatliche Wasserverbrauch in Abzug gebracht wird, was bei der Konstruktion zu berücksichtigen ist. In Fig. 138 ist eine graphische Durchführung in Form eines Flächenprofiles für drei verschiedene Wasserbedarfsverteilungen skizziert. Die auf- und absteigenden Linien bedeuten die der monatlichen Zuflußmenge des Niederschlagsgebietes entsprechende Abfluß- bezw. Zuflußkurve (im 6. Monat = Juni das maximale, im 9. Monat = September das minimale monatliche Abflußquantum). Die gestrichelte Linie bedeutet die Kurve des monatlichen Wasserbedarfes; dieselbe wird für Wasserversorgungszwecke (Jahr 1880 eingezeichnet) im August zumeist den höchsten Stand, im Dezember und Januar die niedrigste Ordinate repräsentieren; im allgemeinen wird diese Kurve eine unregelmäßige Linie, entsprechend den in den einzelnen Monaten variablen Bedarfsmengen, darstellen. Für Industriezwecke mit zumeist konstantem Wasserbezug geht die Konsumtionskurve in eine horizontale Gerade über (siehe Jahr 1881). Die oberhalb derselben (als Ausgleichlinie

gezogen) horizontal schraffierten Flächen repräsentieren die Überschußwassermengen, die unterhalb liegenden, vertikal schraffierten Flächen die durch das Reservoir zu deckenden Wasserquantitäten (Mängel). In diesem Falle würde entsprechend der größeren Fläche F der Inhalt des Stauweihers zu berechnen sein. Im 3. Beispiel (1882) ist die Einzeichnung von periodischen Wasserbedarfsmengen, z. B. für die Frühjahrs-, Sommer- und Herbstbewässerung, skizziert. In England wird nach Hawksley die Zahl der Tage T, für welche zur Wasserversorgung ein Vorrat in dem Sammelweiher aufgespeichert werden muß, nach der Formel $T = \frac{1750}{\sqrt{h}}$ berechnet, wobei h die durchschnittliche jährliche Regenhöhe in Zentimeter bedeutet. Man kann ferner auch diese vergleichenden Graphikons in anderer Weise, ähnlich den Massennivellements bei dem Erdbaue, konstruieren.

Es wird für die einzelnen Jahre (insbesondere auch für das trockenste, also ungünstigste Jahr) eine Art Massennivellementkurve konstruiert,

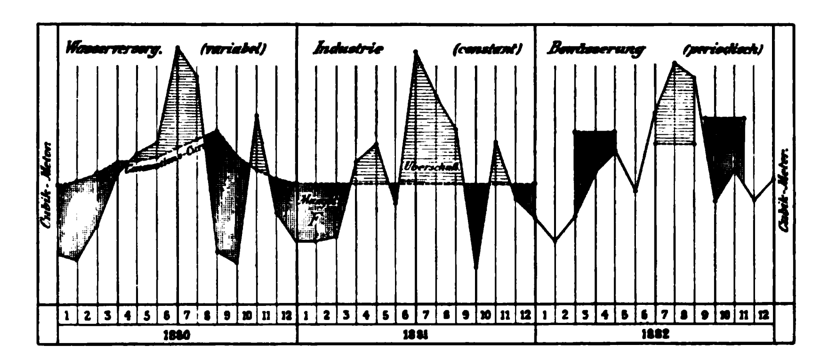


Fig. 188. Graphikon der Zufluß- und Bedarfskurven.

wobei die negativen Aufträge den Wasserbedarf, die positiven Abträge hier die Zuflußmengen bedeuten, und ist dann entsprechend der größten innerhalb der Beobachtungsjahre resultierenden negativen Wasserbedarfsordinate der Fassungsraum des Reservoirs zu bestimmen.

Eine der übersichtlichsten graphischen Methoden ist durch das von Ingenieur Müller im Jahre 1896 publizierte Verfahren der **graphischen Ermittelung des notwendigen Fassungsraumes der Stauweiher als Sammelreservoire** repräsentiert.

Nach der früher besprochenen Weise werden in erster Linie die Abflußmengen für die einzelnen Monate aus den Niederschlagsmengen zu berechnen sein.

Es empfiehlt sich im Interesse möglichst großer Genauigkeit, alle zur Verfügung stehenden Beobachtungsjahre heranzuziehen, im Interesse der Sicherheit wegen jedoch mindestens das trockenste mit einigen früheren und nachfolgenden Jahren herauszugreifen. Aus den so erhaltenen monatlichen event. Quartalabflußmengen wird durch Summierung je zweier aufeinanderfolgender Werte eine Abflußsummenkurve konstruiert werden können.

Nachdem die einzelnen Summen stets positive Werte repräsentieren, so wird die Kurve durchgehends immer ansteigen, je nach der Größe der hinzutretenden Abflußmenge entweder steiler oder sanft ansteigend. Nur in dem Falle, als in einem Monate der Niederschlag gleich Null wäre, würde die Kurve in dieser Zeitepoche horizontal verlaufen (Fig. 139 eB). Verbinden wir 2 Punkte A und B dieser Kurve durch eine gerade Linie, so wird dieselbe die mittlere Abflußlinie darstellen, also jene Gerade, welche durch Summierung der durch den Zeitraum $AB = t$ gleichförmig abfließenden Wassermenge Q entsteht. Es wird also:

$$Q = \frac{\Sigma Q^{m^3}}{t \text{ Tage}}$$

den mittleren täglichen Abfluß darstellen.

Alle über dieser Linie AB liegenden Ordinaten cd, ef, CD etc. stellen die Größe der jeweiligen Füllung des Stauweihers dar, und wird speziell die Größe CD, in m^3 ausgedrückt, den notwendigen Fassungsraum des

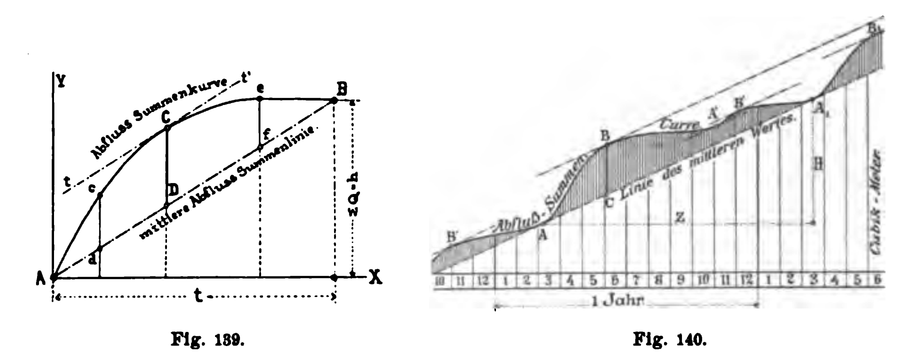


Fig. 139. Fig. 140.

Stauweihers darstellen, welcher notwendig wäre, um während der Zeitperiode AB das durchschnittliche Wasserquantum Q aus dem Sammelbecken abzugeben. Ziehen wir an die Summenabflußkurve (Fig. 140) eine untere Tangente AA_1, so stellt dieselbe ebenfalls die Summenlinie des durchschnittlichen gleichförmigen Abflusses in der zwischen den 2 Berührungspunkten A und A_1 gelegenen Zeitperiode dar.

Alle Teile der Summenkurve, welche steiler als diese Tangente sind, zeigen an, daß in dieser Periode die Abflußmengen größer waren als der Durchschnittswert. In jenen Strecken, welche einen geringeren Neigungswinkel gegen die Horizontale aufweisen als der Neigungswinkel der Tangente, werden die Abflußquantitäten in der Zeiteinheit kleinere sein als der Durchschnittswert Q.

Ziehen wir an die Summenabflußkurve im höchsten Punkte B eine obere Tangente parallel zur unteren, so wird das Summenquantum in der Strecke AB, welches durch die Länge BC repräsentiert wird, einen Überschuß gegen das mittlere Abflußquantum darstellen, d. h. die Zuflußmengen werden immer zunehmen, während in der Strecke von B bis A' die Zuflußmengen abnehmen, also Mangel eintritt, oder mit anderen Worten: während

in der Zeitperiode zwischen A und B sich der Stauweiher füllt, muß in der Periode $B A_1$ von demselben ein Teil des Vorrates abgegeben werden, wobei dieser Vorgang bei mehrfach auf- und absteigender Kurve sich wiederholen kann und im Punkte A_1 (dem unteren Tangierungspunkte) ein vollständiges Entleeren des Stauweihers eintritt.

Wird die Summenabflußkurve für eine lange Reihe von Jahren konstruiert (Fig. 141), was, wie hervorgehoben, im Interesse möglichster Genauigkeit notwendig ist, so wird in gleicher Weise durch Ziehen der unteren Tangente $A A_1$ die Summenlinie des mittleren Abflusses gewonnen werden.

Der größte Abstand zwischen der oberen und unteren Tangente $B C$ repräsentiert dann den notwendigen Fassungsraum des Stauweihers, welcher in der Lage ist, während der 11 Jahre (zwischen A und A_1) das mittlere tägliche Abflußquantum

$$Q = \frac{\Sigma Q^{m^3}}{t \text{ Tage}}$$

abzugeben.

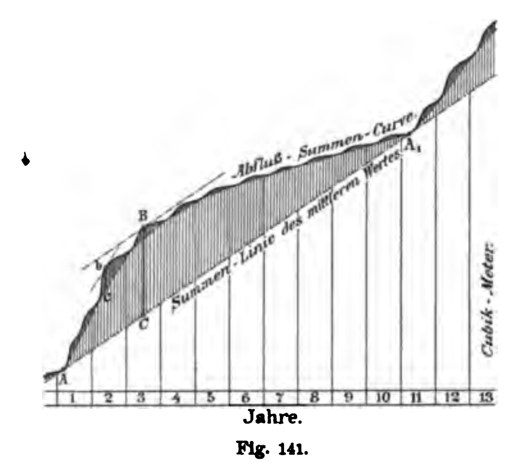


Fig. 141.

Aus dieser Figur ist zu ersehen, daß der Stauweiher für eine große Zeitperiode zumeist viel größer sein muß, als für den Ausgleich eines einzelnen Jahres, welches Verhältnis durch die Differenz der Längen der Ordinaten $B C$ gegen $b c$ gekennzeichnet erscheint.

Alle diese Vertikalabstände zwischen der Summenabflußkurve und der mittleren Summenlinie repräsentieren in ihrer in Kubikmeter ausgedrückten Länge die jeweiligen Füllungen des Stauweihers. Nach diesen Ermittelungen gehen wir nun zur Betrachtung des Wasserbedarfes über, also zu jenem Quantum, welches entweder durch das ganze Jahr mehr oder weniger gleichförmig oder wesentlich wechselnd abgegeben werden muß.

Ich will hier von der temporären Entnahme, wie bei Bewässerungen (Frühjahrs-, Sommer- und Herbstwässerung), absehen und nur die nahezu gleichförmige Abgabe berücksichtigen, wie solche für industriellen Bedarf Tag und Nacht event. in Betracht kommt, ferner die ungleichförmige Abgabe während eines Jahres annehmen, wie solche durch den wechselnden Bedarf in den einzelnen Quartalen bei städtischen Wasserversorgungen eintritt.

a) Gleichförmiger Konsum.

Konstruieren wir die Summenkurve des gleichförmigen Konsums bezw. der Wasserabgabe aus dem Stauweiher, so wird diese durch eine gerade Linie repräsentiert. Um nun diesen gleichförmigen, also mittleren

Konsum mit den verfügbaren Abflußmengen in Vergleich zu setzen, verschieben wir die Summenlinie des Konsums so weit hinauf, bis dieselbe die Summenkurve des Abflusses in A bezw. A' tangiert.

Fig. 142. Gleichförmiger Konsum.

Ziehen wir nun zu dieser unteren Tangente parallel in den Kulminationspunkten B und B' der einzelnen Jahre obere Tangenten, so wird der **größte Wert** unter den Vertikalabständen, also hier BC (siehe Fig. 142), den notwendigen Fassungsraum des Stauweihers darstellen.

Als Voraussetzung für die Möglichkeit der permanenten Abgabe eines bestimmten Quantums muß die Bedingung hervorgehoben werden, daß dasselbe **kleiner sein muß, als die zur Verfügung stehende mittlere Zuflußmenge** in derselben Zeiteinheit. Nehmen wir beispielsweise an, es wären pro Jahr 10000 m³ aus dem Stauweiher gleichförmig abzugeben, also 27,4 m³ pro Tag.

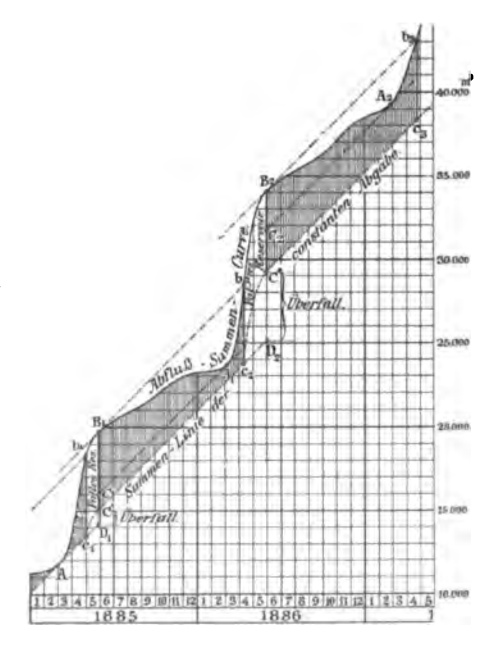


Fig. 143. Gleichförmiger Konsum.

Durch die Linie MN (Fig. 142) wird die entsprechende Summenlinie der gleichförmigen Abgabe, die Konsumkurve, repräsentiert.

Ziehen wir nun parallel zu MN in den Punkten A und A' die unteren, in den Kulminationspunkten B und B' die oberen Tangenten an die Abflußsummenkurve, so repräsentiert der größte Wert der Vertikalen (BC) den notwendigen Fassungsraum des Stauweihers (in diesem Falle also ca. 5000 m³). Dieser Wert BC ist nun von allen Tangierungspunkten B, B_1, B_2 und Schnittpunkten b_1, b_2, b_3 dieser oberen Tangente mit der Summenabflußkurve etc. nach abwärts aufzutragen (Fig. 143 als Fortsetzung der Fig. 142 gedacht) und von den so erhaltenen Punkten C, C_1, C_2 etc. Parallelen zu MN zu

ziehen, welche Linien die Summenabflußkurve natürlich nicht tangieren, außer in dem einem Punkt A, der dem Maximalwert des Stauweiherinhaltes entspricht, so ist nachstehendes zu ersehen: In der Zeitperiode von A bis b_1 ist der Stauweiher in Füllung begriffen, von b_1 bis B_1 ist er permanent gefüllt und gelangt in diesem Intervall sogar ein Q von der Größe $C' D_1$ zum Überlauf (und zwar hier $= 800$ m³). Von B_1 ab tritt bis zum Punkte A' wieder eine teilweise Entleerung ein, sodann bis b_2 eine Anfüllung; von b_2 bis B_2 ist der Stauweiher wieder gefüllt, wobei ein Überlauf $C'' D_2 = 4100$ m³ stattfindet etc.

b) Schwankender Konsum.

Während die konstante Abgabe in der Praxis höchst selten eintritt, bildet der variable Konsum die Regel.

In diesem Falle wird die Konsumsummenkurve keine gerade Linie, sondern eine verschieden gekrümmte Kurve darstellen. Wird dieselbe graphsich aufgetragen und in den gleichen Zeitordinaten hinauf verschoben, bis sie die Abflußsummenkurve in A_1, A_2, A_3 tangiert (Fig. 144), so stellen die Ordinaten $B_1 C_1$, $B_2 C_2$, $B_3 C_3$ etc. die für das betreffende Jahr notwendigen Fassungsräume und die größte ($B_3 C_3$) den zu wählenden Fassungsraum des Stauweihers dar.

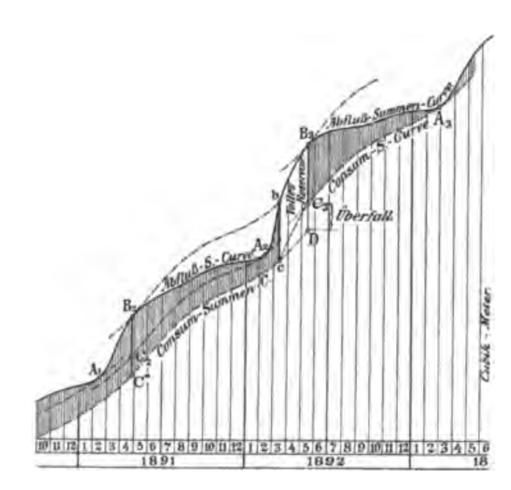


Fig. 144. Schwankender Konsum.

Man hat nun wieder von den B und b Punkten diesen Wert $B_3 C_3$ nach abwärts aufzutragen, also $B_2 C_2'$, $B_3 C_3$, und von den Punkten $C_2' C_3$ die Konsumkurve parallel einzuzeichnen.

Die zwischen beiden Kurven gelegenen Flächen (schraffiert) geben, wie früher, ein anschauliches Bild über die Füllungs- und Entleerungsperioden, sowie über eventuellen Überfall (z. B. $C_3 D$).

Der größte Wert für den Fassungsraum des Stauweihers wird vor der größten Trockenheitsperiode zu finden sein, weil dort die Summenkurve des Abflusses am längsten flach verläuft und die stärker geneigte Konsumsummenkurve am meisten divergiert.

2. Retentionsreservoire.

Für diese ist die Berechnung des Fassungsraumes nach einer zu konstruierenden Abflußkurve des größten beobachteten oder berechneten Hochwassers mit Berücksichtigung jenes sekundlichen Maximalquantums zu berechnen, welches jederzeit in den Bach oder Fluß unterhalb abgegeben werden kann. Ein ähnliches Beispiel ist für die Jaispitzreservoirberechnung

durchgeführt und wird auf dasselbe verwiesen. Die in Fig. 145 (Hochwassergraphikon vom 10—13. März 1888) gezeichnete Sekundenabflußkurve, welche aus der Pegelkurve konstruiert wurde, wird durch eine horizontale Linie $Q = 30$ m³ abgeschnitten, welches Quantum der Bach unterhalb des Stauweihers, ohne zu exundieren, anstandslos abzuführen in der Lage ist. Am 10. März von 12 Uhr mittags bis 11. März 7 Uhr früh war das sekundliche Abflußquantum des Baches ein größeres wie 30 m³ und betrug in der 2 Stunden dauernden Kulminationsperiode $Q_{max.} = 81{,}4$ m³. Wird nun diese dreieckähnliche, schraffierte Fläche in der Weise berechnet, daß die Abszissen $Q^{sec.}$ m³, die Ordinaten Stunden bedeuten, so erhalten wir ein Q m³, welches dem notwendigen Reservoirfassungsraume entspricht. In nachstehender Figur

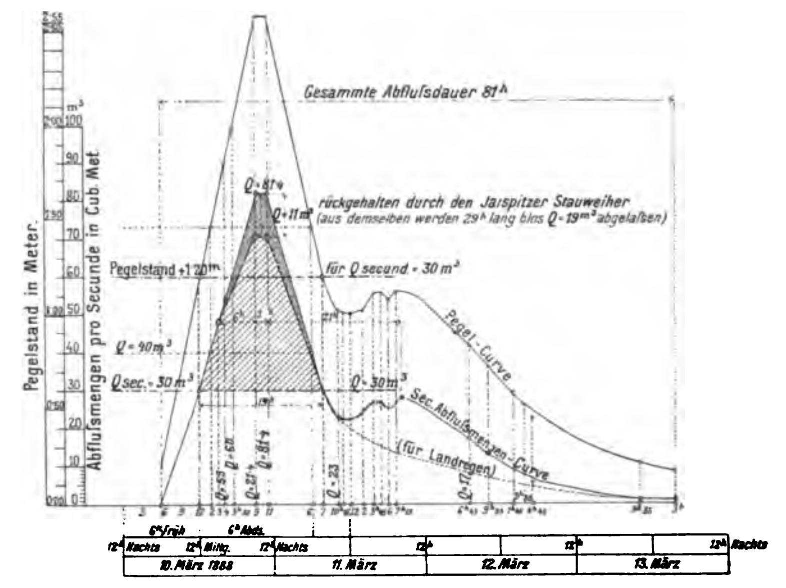


Fig. 145. Graphikon des Verlaufes des Hochwassers vom 10.—13. März 1888 in der Pegelstation Durchlaß (Mähren).

ist diese Fläche in zwei verschieden schraffierte Teile zerlegt, da hier zwei untereinander liegende Stauweiher in Betracht kommen.

3. Kombinierte Reservoire.

Retentionsreservoire können z. B. mit Bewässerungs- (Irrigations-) oder Industriewasserreservoiren kombiniert werden, weil bei beiden Zwecken die Trübung des Wassers ohne Belang, ja bei Irrigation sogar erwünscht ist. In einem solchen Falle muß der Fassungsraum des Stauweihers im ungünstigsten Fall gleich sein der Summe für Retentions- und Industriezwecke. In wasserreicher Gegend und Jahreszeit und insbesondere bei großen Einzugsgebieten wird es jedoch öfter genügen, den Stauweiher nur nach dem Inhalte für die Retention zu berechnen, da dieser in einem solchen Falle der weit größere ist und die jedesmalige Füllung des Stauweihers nach großem Regen sicher erwartet werden kann.

Stauweiher für Genußwasser. In neuester Zeit wird, wie im ersten Kapitel dieses Bandes (Wasserversorgungen der Ortschaften) bereits detailliert besprochen, in allen Fällen, wo Quell- oder tadelloses Grundwasser nicht in genügender Menge vorhanden ist, zu der Versorgungsart mittels Stauweiher gegriffen und diese bei freier Wahl wohl entschieden der Flußwasserversorgung (mit Filtration) vorgezogen.

Indem ich auf das früher Gesagte hinweise, will ich hier nur nochmals hervorheben, daß insbesondere im Hinblick auf die Erzielung einer niederen Temperatur des Wassers im Hochsommer ein sogen. eiserner Vorrat im Reservoir permanent zu halten ist, daher derselbe zu dem früher gerechneten notwendigen Fassungsraume noch zuzuschlagen kommt.

Benutzung der Stauweiher zum Betriebe von Wassermotoren. Eine Turbine oder ein anderer hydraulischer Motor kann verwendet werden, um einen Teil des Wassers in ein höher gelegenes Hochreservoir (für Wasserleitung) oder zur Speisung bezw. Bewässerung höher gelegener Grundstücke zu heben. Dieser Motor kann auch dazu dienen, um bei gespanntem Reservoir die Schützen selbständig zu heben oder eine Dynamomaschine zu betreiben, also die Wasserkraft in Elektrizität umzusetzen, diese in die Industriezentren weiter zu leiten und dort wieder in Licht oder Kraft umzusetzen. In unserer Zeit benutzt insbesondere die Großindustrie als bewegende Kraft den Dampf, welchen sie zumeist aus Kohle erzeugt; allein diese brennbaren Mineralien stellen sich nicht mehr in dem Maße wieder her, in welchem dieselben verbraucht werden. Der mächtige Vorrat, welchen die Natur zu unserer Verfügung gestellt hat, wird gewiß wohl für die Bedürfnisse unserer Zeit genügen; man kann jedoch eine Zeitepoche voraussehen, wo dieses kostbare Hilfsmittel fehlen oder doch nicht ausreichen wird. Unter den dieselben ersetzenden Kräftemitteln nimmt jedoch unstreitig in bezug auf die Ökonomie und Allgemeinheit der Verwendung die Wasserkraft den ersten Rang ein. Mit Rücksicht auf die sehr ungleiche Verteilung der Abflußmengen während eines Jahres, andererseits auf den Umstand, daß größere natürliche Gefälle (Wasserfälle) nur vereinzelt vorzufinden sind, wird wohl auch in absehbarer Zeit die Schaffung künstlicher und permanenter Wasserkräfte durch Anlage von künstlichen Seen, von Stauweihern größter Dimension eine häufigere und allgemeinere werden, als dies bis heute der Fall ist, obwohl in dieser Richtung außer Italien, Frankreich und England auch Deutschland — ein Verdienst des verstorbenen Prof. Intze — schon jetzt einige hervorragende diesbezügliche Bauwerke aufzuweisen hat. Diese großen Aufgaben, welche in Zukunft somit zum Teil auch den Stauweiheranlagen zufallen werden und eine häufigere Herstellung dieser Bauten gewärtigen lassen, haben mich veranlaßt, dieses Kapitel der Kulturtechnik ausführlicher zu behandeln, als dies bisher in der speziellen Literatur des Kulturingenieurs der Fall war.

F. Baudurchführung.

Mit Berücksichtigung des Umstandes, daß gerade diese Art von Wasserbauten zu den gefährlichsten und verantwortungsvollsten Werken des

Ingenieurs gehören, daher ihre Durchführung seitens aller dabei beteiligten Bauorgane die größte Gewissenhaftigkeit und Genauigkeit beansprucht, sollen nun im Detail jene speziellen Baubedingungen vorgeführt werden, welche bei den vorliegenden Bauten beobachtet werden müssen; dieselben bilden eigentlich ein Kompendium der praktischen Bautätigkeit, welches in der Fachliteratur gewöhnlich nicht vertreten ist. Diese Baubedingungen beziehen sich auf die Vergebung des Baues der Stauweiher im Jaispitztale (Mähren), sind jedoch allgemein auch für alle ähnlichen Bauten anwendbar.

Spezielle Baubedingungen,

geltend für den Bau der Stauweiher im Jaispitztale (Mähren).

1. Erd- und Felsarbeiten.

a) Vorarbeiten und allgemeine Bestimmungen.

§ 1.

Allgemeine Vorarbeiten.

Sobald die durch die Bauleitung zu bewirkende Aussteckung und Profilierung vorgenommen ist, hat der Unternehmer mit denjenigen Arbeiten zu beginnen, welche erforderlich sind, um das als Arbeitsfeld bestimmte Terrain für die Ausführung der eigentlichen Erd- und Felsarbeiten herzurichten. Dieses Arbeitsfeld erscheint in den Situationsplänen mit einer violetten Linie abgegrenzt. Zu den Aussteckungen und Vermessungen hat der Unternehmer die notwendigen Arbeitsleute, Pflöcke etc. unentgeltlich beizustellen.

Bäume, Baum- und Gesträuchwurzeln, Hecken, Zäune, Bauten und Baubestandteile, sowie Schnee- und Eisanhäufungen müssen beseitigt werden. Abbruchmaterialien bleiben, insofern die Bauleitung nichts anderes über dieselben verfügt, Eigentum des Bauunternehmers.

An Abhängen sind die für die Anlage von Fahrwegen bestimmten Flächen, um das Abrutschen der angeschütteten Massen zu verhindern, aufzuhauen und mit Stufen zu versehen. Ausdehnung, Lage und Form dieser Stufen bestimmt die Bauleitung.

Von Flächen, welche für die Aushebung von Einschnitten oder für die Anschüttung von Dämmen bestimmt sind, ist, wenn dies von der Bauleitung angeordnet wird, eine Schichte urbarer Erde — wenn solche vorhanden ist — in der für jeden einzelnen Fall erforderlichen Dicke abzuheben und zu späterer Verwendung für die Verkleidung der Einschnitte und Dammböschungen seitwärts zu deponieren.

Auf Wiesenflächen ist im Erfordernisfalle die Rasendecke auszustechen und zu späterer Verwendung seitwärts zu deponieren, jedoch nur in dem Maße, als diese Verwendung stattfinden kann, ehe noch die ausgestochenen Rasen austrocknen und absterben.

§ 2.

Entwässerungen.

Quellen oder sumpfige Stellen, welche dem Bestande der Geh- oder Fahrwege gefährlich werden können, müssen durch offene oder Sickergräben abgeleitet bezw. entwässert werden.

Zum Ausbau von Sickergräben wird grobes Geschiebe oder solches Material benutzt, wie es sich bei der Aushebung von Felseinschnitten oder als Abfall in Steinbrüchen ergibt, ohne alle Bearbeitung. Die unterste Schichte des Ausbaues ist jedoch durch plattenförmige breite Steine pflasterartig zu bilden; die folgenden Schichten sind so zu legen, daß sie zusammenhängende kleine Durchlässe bilden, welche abermals mit plattenförmigen Steinen bedeckt werden, über welche sodann der Rest des Ausbaues locker aufgeschüttet wird.

In quellenreichem, schlammigem Grunde wird, um das Verschlämmen zu verhindern, die unterste Schichte des Ausbaues in eine Schichte von Moos gelegt und der über derselben gebildete Durchlaß reichlich mit Moos umgeben und bedeckt und hierüber erst der Rest des Ausbaues aufgeschüttet.

Wo kein Moos zu finden ist, können Reiser von Nadelholz oder Zweige von Laubholz samt dem Laube verwendet werden.

§ 3.
Ausmaß und Berechnung von Vorarbeiten.

Alle im § 1 angeführten Vorarbeiten, soweit dieselben den Rahmen des genehmigten Projektes überschreiten, werden nach dem laufenden Meter verrechnet und bezahlt; im übrigen gelten auch hier die Bestimmungen des § 13 der allgemeinen Baubedingungen.

§ 4.
Baukanzlei.

Der Unternehmer ist verpflichtet, für die Bauleitung eine eigene geräumige Baukanzlei herzustellen. Diese nur der Bauleitung zur Verfügung stehende Bauhütte muß wasserdicht gedeckt, heizbar, mit der nötigen Einrichtung versehen und so situiert sein, daß von derselben aus einerseits der Bauplatz übersehen werden kann, andererseits dieselbe außerhalb des Hochwasserrayons zu liegen kommt.

Das für die Heizung der Bauhütte erforderliche Brennmaterial hat der Unternehmer zu liefern, sowie auch die Reinigung der Hütte zu besorgen.

§ 5.
Sicherheitsvorschriften.

Alle bestehenden Vorschriften, welche die Aufrechterhaltung der öffentlichen Sicherheit bei Bauten zum Zwecke haben, muß der Unternehmer genau beachten. Ebenso hat derselbe alle diesfalls bei der Behörde notwendigen Schritte selbst zu veranlassen.

Der Unternehmer haftet und ist auch ersatzpflichtig für jeden Schaden, welcher durch unterlassene Vorsichtsmaßregeln den Arbeitsleuten oder anderen Personen, welche den Bauplatz zu besuchen befugt sind, an ihrer Gesundheit, am Leben oder am Eigentum erwachsen sollte.

§ 6.
Funde.

Alle Gegenstände von archäologischem oder sonstigem Werte, welche bei den Bauarbeiten aufgefunden werden sollten, gehören ausschließlich dem

Landesausschusse. Dieselben sind schon bei der Ausgrabung mit aller Vorsicht zu behandeln und sofort der Bauleitung in Verwahrung zu übergeben.

§ 7.

Entwässerung der Baugruben (Fundamente).

Alle aus dem Titel der Entwässerung und Trockenlegung der Baugruben erwachsenden Vorkehrungen und Arbeitsleistungen sind auf Kosten des Unternehmers und durch diesen zu besorgen.

b) Aushebung, Transport und Anschüttung.

§ 8.

Aushebung.

Nach Aussteckung des Bauobjektes durch die Bauleitung hat der Unternehmer mit dem Fundamentaushube oder der betreffenden Erd- und Felsarbeit sobald wie möglich zu beginnen.

Bei Aushebung von Erdeinschnitten sind die bergseitigen Böschungsflächen derselben entweder durch Aufwurf eines kleinen Dammes oder durch die Ziehung eines Grabens längs der oberen Kante der Böschungen gegen den Angriff durch Wasser zu schützen.

Im Interesse des Arbeitsfortschrittes soll der Aushub der Fundamentgräben stets so eingeleitet werden, daß Wasseransammlungen daselbst nicht leicht stattfinden können oder, wenn dies der Fall sein sollte, die Trockenlegung ohne besondere Schwierigkeiten und rasch bewerkstelligt werden kann.

Einschnittsböschungen in nicht felsigem Material sind dort, wo es die Bauleitung anordnet, um die Dicke der Schichte urbarer Erde, mit welcher sie nach Vorschrift dieser Bedingungen bedeckt werden müssen, tiefer als ihr definitives Querprofil auszuheben.

Fundamentgruben für Kunstbauten, Stütz- und Futtermauern, für Steinsätze, Steinwürfe oder Hochbauten sind genau nach der von der Bauleitung anzugebenden Gestalt und den vorgeschriebenen Dimensionen und nicht eher auszuheben, als mit der Ausmauerung, Ausschlichtung oder Betonierung derselben begonnen werden kann.

Sie sind nach Erfordernis auszuzimmern, auszuschöpfen und trocken zu halten.

Stürzen solche Fundamentgruben infolge verfrühter Aushebung, ungenügender Auszimmerung oder was immer für einer anderen Veranlassung ein, so fallen alle hierdurch veranlaßten Mehrarbeiten und Auslagen dem Unternehmer zur Last. Höhlungen oder Unregelmäßigkeiten des Bodens und der Wände, welche durch Einstürze entstehen oder von ungenauer Aushebung und schlechter Versicherung herrühren, hat der Unternehmer auf seine Kosten nach Anordnung der Bauleitung auszumauern oder mit unnachgiebigen Materialien dicht auszufüllen.

Materialgewinnungsplätze sind nach den von der Bauleitung während der Ausführung zu erteilenden speziellen Weisungen in möglichst regelmäßiger Gestalt auszuheben.

§ 9.

Verwendung der beim Baue aufgeschlossenen Baumaterialien.

Über die in der Aushebung aufgeschlossenen Materialien, welche auch zu anderen Bauzwecken als zur Dammanschüttung geeignet sind, behält sich die Bauleitung das unbeschränkte Verfügungsrecht vor, und zwar sind aus diesen Materialien in erster Linie jene Arbeitsleistungen zu decken, für welche der Bezug der Steine oder sonstigen Materialien aus den Materialplätzen bezw. Steinbrüchen vorgeschrieben wird.

Ordnet die Bauleitung die teilweise Deponierung solcher Materialien für anderweitige oder spätere Bedürfnisse an, so kann der Unternehmer in diesem Falle keine weitere Entschädigung beanspruchen.

Gestattet endlich die Bauleitung dem Unternehmer die Verwendung solcher Materialien zu seinen eigenen Zwecken, das ist zu solchen Arbeiten, bei welchen ihm die Stein- oder Materialbestellung selbst obliegt, so ist er zum Ersatze des event. dadurch abgängigen Anschüttungsmateriales im gleichen Ausmaße auf seine Kosten verpflichtet.

§ 10.

Anschüttung.

Die Böschungsverhältnisse aller Anschüttungen werden mit Rücksicht auf die Beschaffenheit des Materiales von seiten der Bauleitung angegeben.

Dem Unternehmer ist es in der Regel freigestellt, Dammanschüttungen mit einem Male auf ihre ganze Höhe oder auch in mehreren Schichten zu bewerkstelligen.

Gewöhnliche Anschüttungen werden in der Regel nicht gestampft.

Soweit es die Umstände gestatten, soll der Kern der Dämme aus möglichst unnachgiebigem, schwerem Material, die Außenseite derselben aus urbarer Erde gebildet werden, welche die Besämung erleichtert und beschleunigt.

Tonartige Massen, welche zu Aufblähungen und Abrutschungen der Dämme Anlaß geben können, sind, wenn deren Verwendung überhaupt nicht vermieden werden kann, im Kern der Dämme anzubringen, in Schichten festzustampfen und an allen Seiten, soweit der Frost eindringen kann, mit gutem, widerstandsfähigem und die Anpflanzung begünstigendem Material zu bedecken.

Festgefrorene Massen sind vor ihrer Verwendung in den Anschüttungen zu zerkleinern, damit sie beim Auftauen keine Bewegungen der Dämme bewirken, und sind auch dann nur an der Außenseite derselben zu lagern. Die Verwendung von Schnee- und Eismassen in den Anschüttungen ist sorgfältig zu vermeiden.

Höhere Dämme sind zur Ausgleichung späterer Senkungen mit einer Überhöhung über das definitive Niveau und mit einer Vermehrung der normalen Kronenbreite anzuschütten, welche nach der Höhe des Dammes und der Beschaffenheit des Anschüttungsmateriales bemessen und in jedem einzelnen Falle von der Bauleitung bestimmt wird.

Zur Anschüttung um Kunst- und Hochbauten ist zunächst den Widerlagern oder Mauerteilen und bis auf eine der Höhe des Bauobjektes gleiche

Entfernung von demselben vorzugsweise steiniges, sandiges, überhaupt unnachgiebiges und wasserdurchlassendes Material zu verwenden, welches für diesen Zweck aufzusparen ist.

Wo solches Material nicht zu erhalten ist, wird die Anschüttung hinter den Widerlagern in Schichten von 3 m Höhe aufgetragen und gestampft.

Wenn von der Bauleitung eine besondere Hinterfüllung mit Steinen (Steinbeugung) angeordnet wird, gelten für dieselbe die Bestimmungen über die Ausführung der Steinsätze.

Die Anschüttung um gewölbte Bauten muß hinter beiden Widerlagern und bis auf eine angemessene Entfernung von denselben gleichzeitig begonnen und gleichmäßig aufgeführt werden.

Der Scheitel der Gewölbe soll erst dann belastet werden, wenn die Anschüttung hinter beiden Widerlagern bis auf die Hälfte der Gewölbehöhe vorgerückt ist.

Insbesondere darf das Gewölbe nicht einseitig belastet werden, sondern muß die Überschüttung nach der ganzen Länge des Objektes gleichförmig vorgenommen werden.

Anschüttungen um Hochbauten dürfen erst nach Vollendung der in der Anschüttung liegenden Hochbaukonstruktionsteile vorgenommen werden.

Bei freistehenden Mauern oder Pfeilern, die umschüttet werden, muß die Anschüttung gleichzeitig von allen Seiten erfolgen.

Überhaupt ist der Anschüttung um Kunst- und Hochbauten die größte Aufmerksamkeit zu schenken und jede einseitige Auffüllung sorgsamst zu vermeiden.

Es darf deshalb das Material in der oben angegebenen Ausdehnung auch nur mit Hand- oder Schiebkarren zugeführt werden, selbst wenn es bis in die Nähe des Bauobjektes auf irgend eine andere Weise zu liefern ist.

Für alle Beschädigungen der Bauten durch die Erdarbeiten ist der Unternehmer der letzteren haftbar.

Bei hohen Anschüttungen muß das abrollende Material auf geeignete Art zurückgehalten werden, damit es nicht außerhalb des Profiles fällt.

Materialablagerungsplätze sowie Materialdepots sind wie Dämme nach Anleitung des Planes und nach den von der Bauleitung zu erteilenden speziellen Weisungen in regelmäßiger Gestalt mit geordneten Böschungen und geebneter Krone herzustellen. Auch ist bei der Verteilung des Anschüttungsmateriales auf spätere Nutzbarmachung der Ablagerungsplätze Bedacht zu nehmen.

§ 11.

Steinsätze.

Dammkörper jeder Form und Ausdehnung, welche aus steinigem Materiale von der Hand geschlichtet werden, heißen Steinsätze.

Dieselben finden hier hauptsächlich in der Form von kleinen Talsperren zur Verbauung von Runsen etc. ihre Anwendung.

Sie werden aus ganz rohem, unbearbeitetem Steinmaterial ausgeführt.

Größere und kleinere Steine von unregelmäßiger Gestalt werden nach Art von Trockenmauern der ordinärsten Gattung mit dem für jeden einzelnen

Fall festgesetzten Anlaufe aufgeschlichtet und die Fugen mit kleinen Steinen ausgefüllt; die Böschungsflächen werden entweder mit Erde überschüttet, um das Anwachsen von Gräsern in den Fugen zu begünstigen, oder mit in den Verband des Steinsatzes eingreifenden Steinen rollsteinartig abgedeckt.

Ob eine solche Abdeckung anzuwenden ist, bestimmt die Bauleitung.

Größere und kleinere Steine sind bei der Schlichtung so zu mischen, daß keine ungleichförmigen Setzungen eintreten können.

Die Steinsätze sind entweder horizontal oder geneigt zu schlichten, je nach Anordnung der Bauleitung. Das erforderliche Material darf nicht mit den gewöhnlichen Transportmitteln direkt auf die Steinsätze gefördert, sondern muß vorher gelagert, sortiert und dann stückweise zugeführt werden.

Steinsätze müssen während des Aufbaues ihrer ganzen Länge nach stets um wenigstens 1 m höher gehalten sein als ihre Hinterfüllung; sind sie mit Trockenmauern verkleidet, so sind diese stets in gleicher Höhe mit den Steinsätzen aufzuführen.

Fundamente von Steinsätzen sind durch Sickergräben zu entwässern, deren Anlage die Bauleitung bestimmen wird; für ihre Ausführung treten die Bestimmungen des § 2 in Kraft.

§ 12.

Ausmaß und Berechnung.

Die Herstellung sämtlicher Bauarbeiten und Lieferungen, soweit dieselben bei Annahme einer Pauschalofferte den Umfang der kontraktlichen Arbeiten des Projektes nicht überschreiten, wird nach Einheitspreisen berechnet. In allen diesen Einheitspreisen ist stets die Vergütung der vollkommen hergestellten Arbeit nebst Beigabe aller hierzu nötigen Requisiten und Materialien und Herstellung aller erforderlichen Gerüste und Hilfskonstruktionen inbegriffen.

Der Kubikinhalt der Erdmassen wird durch Multiplikation des arithmetischen Mittels der Flächeninhalte zweier anliegender Querprofile mit dem Abstand derselben erhoben, und zwar immer nach der Aushebung, nie nach der Anschüttung gerechnet.

Die Querprofile werden immer senkrecht zur Längenachse des Bauobjektes oder bei Straßenanlagen und Flußkorrektionen senkrecht zur Längenrichtung aufgenommen, und es wird der Abstand der Querprolile stets in der Achse des Objektes oder bezw. der Korrektion gemessen und der weiteren Berechnung zugrunde gelegt, ohne daß der Divergenz der Querprofile bei gekrümmten Richtungsverhältnissen besonders Rechnung getragen würde.

Auf den Mehraushub, welcher event. zufolge § 8 dieser besonderen Bestimmungen behufs Humusandeckung der Einschnittsböschungen gemacht werden muß, wird keine Rücksicht genommen, ebensowenig als eine Reduktion der Einschnittsflächen wegen des Aushubes der Humusschichte, welche für die Andeckung reserviert wurde, vorgenommen wird.

Bei Fundamentgruben wird stets nur der der größten Grundfläche des Fundamentes und senkrechten Wänden entsprechende Aushub vergütet, wofern nicht in speziellen Fällen ausdrücklich durch besondere Anordnungen eine Abänderung dieser Bestimmungen getroffen wird.

Der Einheitspreis bei Erdarbeiten zerfällt in zwei Teile: in den Grundpreis und in den Transportpreis.

Die für die Erd- und Felsarbeiten angesetzten Grundpreise begreifen in sich: die Entschädigung für die Gewinnung, dann für das Aufladen des Materiales auf die Transportmittel oder Überwerfen desselben auf 4 m Weite, für die Herstellung der regelrechten Dammanschüttung oder event. Deponierung, endlich für die Planierung sämtlicher Auf- und Abtragsböschungen im Rohen.

Die Entschädigung für etwaige Erschwernisse, welche im Einschnitts- oder Materialgrubenbetrieb durch naheliegende oder zu verlegende Straßen und sonstige Anlagen verursacht werden, ist gleichfalls in den betreffenden Grundpreisen inbegriffen.

Die Grundpreise für die Erd- und Felsarbeiten werden im Durchschnitt der verschiedenen Bodengattungen nach dem Befund von Probegruben berechnet, welche von dem Unternehmer vor Abgabe des Angebotes besichtigt werden können.

Findet der Bewerber zu seiner Belehrung über die durchschnittliche Beschaffenheit des Grundes die Eröffnung weiterer Probegruben für nötig, so ist ihm freigestellt, solche auf seine Kosten eröffnen zu lassen.

Der Grundpreis hat als Durchschnittspreis entweder für alle Aushubarbeiten des Arbeitsfeldes oder nach den einzelnen Objekten getrennt Geltung. Im ersten Falle wird für den Fundamentaushub bei den kleineren Objekten ein besonderer Durchschnittsgrundpreis vereinbart.

Zeigt sich der auszuhebende Grund infolge wechselnder Beschaffenheit oder Zudranges von Wasser bei der Ausführung schwieriger, als sich nach dem Befunde der Probegruben erwarten ließ, so hat der Unternehmer hierfür keine Erhöhung, zeigt sich hingegen der Grund leichter, keine Erniedrigung der vereinbarten Preise zu gewärtigen.

Wenn Aushubsmassen vor der Verwendung auf Anordnung der Bauleitung abgelagert, dann wieder erzeugt und verführt werden müssen, so wird die Mehrarbeit des Wiedergewinnens und Aufladens mit einem vorher zu vereinbarenden Preise pro Kubikmeter besonders berechnet.

Die Entschädigung für die Kosten des Materialtransportes vom Gewinnungsplatz bis zum Verwendungs- oder Deponierungsplatz, sowie bei eventueller Wiedererzeugung vom letzteren bis zum definitiven Ort der Verwendung, wird nach der Transporttabelle berechnet, welche für jedes Arbeitsfeld gesondert aufgestellt wird.

Bezüglich dieser Transporttabelle gelten folgende Bemerkungen:

Die Entschädigung für horizontalen Transport auf weniger als 5 m Entfernung ist in dem Grundpreise inbegriffen.

Unter „Transportweite" wird verstanden: die gerade horizontale Entfernung der Schwerpunkte des Gewinnungs- und Verwendungsortes nach der Kubaturtabelle gerechnet, vermehrt um den Zuschlag von je 20 m für jeden Meter, um welchen der Schwerpunkt des Verwendungsortes höher liegt als der Schwerpunkt des Gewinnungsortes des Materials.

Dieser Zuschlag für Hebung findet jedoch nur in dem Falle statt, wenn die horizontale Entfernung der Schwerpunkte des Gewinnungsortes und Ver-

wendungsortes wenigstens 15 m beträgt und überdies die Verbindungslinie dieser beiden Schwerpunkte in der Richtung des Transportes mit mehr als 5 % ansteigt.

Transportweiten, welche zwischen jene der Transporttabelle fallen, werden der ihnen zunächst liegenden Transportweite gleichgenommen.

Wenn Erdmassen auf Wegen gefördert werden müssen, welche außerhalb des Arbeitsfeldes liegen (Zufuhr aus seitlichen Materialgruben, größeren Bachkorrektionen u. dergl.), so wird die Transportweite bemessen vom Schwerpunkte des Abtrages bis zum Schwerpunkte des Auftrages. Der Zuschlag für Hebung wird unter denselben Modalitäten wie früher bestimmt, und wird statt der geraden horizontalen Entfernung von Schwerpunkt zu Schwerpunkt die berechnete wirkliche Distanz in Rücksicht gezogen. Die Entschädigung für das Abladen des Materials, dann für Anschaffung und Erhaltung der Transportmittel und der Transportwege ist im Transportpreise inbegriffen. Für die zur Anlage einer Dienstbahn allenfalls erforderliche Herstellung von Gerüsten, Anschüttungen, Brücken oder Aushebung von Schlitzen wird keine besondere Entschädigung geleistet.

Für den Transport von Erd- und Felsmaterial mittels Motoren hat die Transporttabelle keine Gültigkeit, sondern wird die Entschädigung von Fall zu Fall vereinbart.

Wenn sich ausnahmsweise die Notwendigkeit ergibt, geförderte Erd- und Felsmassen im Damme oder in hergestellten Mauerwerken, falls solche aus Einschnittsmaterialien hergestellt wurden, anstatt im Einschnitte zu messen, so findet eine Reduktion der im Damme bezw. in den Mauerwerken sich ergebenden Massen derart statt,

daß Felsen im angeschütteten Damm bloß mit . . .	70 %,
im geschlichteten Damm mit	80 „
in den Mauern mit	90 „
alles übrige Material ebenfalls mit	90 „

der aus der Damm- resp. Mauermessung sich ergebenden Quantitäten, jedoch dann mit Beibehaltung des Grundpreises, welcher für die im Einschnitte erzeugten Massen angesetzt ist, berechnet werden.

Steinsätze werden nach dem Kubikmaße der Schlichtung bezahlt.

Zu der Ausführung der Steinsätze gehört das Deponieren des Materials neben den Steinsätzen, das Aussuchen der passenden Steine, der Transport von der Deponierungs- zur Verwendungsstelle und die Handarbeit des Schlichtens.

Sollte infolge besonderer oder mangelhafter Dispositionen des Bauunternehmers der Fall vorkommen, daß das Steinmaterial nicht sogleich vom Gewinnungsplatze zur Deponierstelle neben den Steinsatz geschafft werden kann, oder hält es der Unternehmer aus anderen Gründen für zweckmäßig, das Steinmaterial anderwärts provisorisch zu deponieren, so wird für das hierdurch notwendig werdende wiederholte Auf- und Abladen, sowie für den vermehrten Transport keine andere Entschädigung geleistet, als wenn das Material vom Gewinnungsplatze unmittelbar zur Deponierstelle neben den Steinsatz gebracht worden wäre.

Die Bearbeitung der sichtbaren Böschungen von Steinsätzen wird bei rollsteinartiger Abdeckung im Sinne des § 11 nach dem vereinbarten Preise pro Quadratmeter berechnet.

Bei Böschungen, die mit Erde überdeckt oder mit Trockenmauern verkleidet werden, wird keine Vergütung für die Bearbeitung der sichtbaren Fläche geleistet.

Der Unternehmer ist zur Nachschüttung sinkender Dämme bis zum Eintritt des vollen Gleichgewichtszustandes verpflichtet, ohne andere Vergütungen beanspruchen zu können, als ihm nach der wirklich geförderten Masse und nach den für die Materialgewinnung bestimmten Preisen zukommen.

Für das Beseitigen von Schnee- und Eismassen, sowie für das Ableiten des Tagwassers aus Einschnitten und Material-Gewinnungsplätzen oder an Dämmen und Deponien wird keine wie immer geartete Vergütung geleistet.

Vor Beginn jeder Aushebung hat der Unternehmer alle auf die betreffenden Erd- und Felskörper bezüglichen Profile zu prüfen und, wofern er sie richtig findet, unterschriftlich als richtig anzuerkennen.

Anstände sind sofort bekannt zu geben und werden durch gemeinsame Prüfung ausgeglichen.

Unterläßt er die Bekanntgabe der Anstände, so treten die Profile der Bauleitung ohne weiteres in Kraft und stehen ihm später keinerlei Reklamationen gegen die Richtigkeit der Aufnahmen oder gegen zu geringe Anzahl der vorhandenen Profile zu.

Bei den Berechnungen von Abschlagszahlungen für Aushebungen von Einschnitten oder Materialgräben werden nicht die allenfalls durch den Vertrag bestimmten Durchschnittsgrundpreise, sondern solche Preise in Rechnung gebracht, welche der Beschaffenheit der verschiedenen Bodengattungen der jeweilig erzeugten Massen nach Ansicht der Bauleitung entsprechen.

Ebenso werden bei Abschlagszahlungen auch nur die dem jeweiligen Stande der Arbeiten entsprechenden Transportweiten bezw. Transportpreise in Rechnung gestellt.

Die Bestimmung dieser Preisansätze, sowohl für die Aushebung als Transport, für Abschlagszahlungen steht einseitig der Bauleitung zu.

Wenn aus irgend einer im Vertrage und dessen Beilagen vorgesehenen Ursache die definitive Abrechnung vor Vollendung solcher Aushebungsarbeiten, für welche ein Durchschnittsgrundpreis besteht, erfolgen muß, so wird dieser definitiven Abrechnung nicht der Durchschnittsgrundpreis, sondern ein nach der Bodenbeschaffenheit der bereits erzeugten Massen im Verhältnisse zu dem Durchschnittsgrundpreise ermittelter Preis zugrunde gelegt.

Ebenso wird bei einer solchen Abrechnung nur die aus der wirklichen Leistung ermittelte Transportweite in Rechnung gebracht.

c) Nacharbeiten.

§ 13.

Die Regulierung der Einschnittsböschungen ist vorzunehmen, sobald der betreffende Einschnitt ausgehoben und die zur Besämung der Böschungen geeignete Jahreszeit eingetreten ist.

Alle Unregelmäßigkeiten müssen entweder durch weiteres Abgraben oder durch Nachfüllung beseitigt und Bankette, Gräben, Böschungen nach Schnur und Lehre so gerichtet werden, daß sie vollkommen flüssige Linien und Flächen bilden.

Die Wände von Einschnitten in Felsen müssen durch Nachsprengen mittels kleiner Bohrlöcher und Ladungen von den gröbsten Unregelmäßigkeiten und Vorsprüngen befreit werden, und sind insbesondere auch alle losen Felsstücke zu beseitigen.

Bei Anschüttungen, welche ganz oder teilweise aus gesprengtem, rohem Steinmaterial bestehen, werden die gröberen Massen desselben möglichst an der Außenseite des Dammes gelagert, nach dem für jeden einzelnen Fall bestimmten Böschungswinkel in möglichst gutem Verbande mit der Masse des Dammes aufgeschichtet und die Fugen mit Erde ausgefüllt, um das Anwachsen von Gräsern zu begünstigen.

Eventuell werden solche Anschüttungen nach Angabe der Bauleitung auch abgepflastert oder, wie die Steinsätze, rollsteinartig abgedeckt.

Die Oberfläche der Bankette auf den Fahrwegen ist mit einer Schichte Schotter oder Sand von 3—4 cm Dicke zu bedecken.

Auftrags- und, soweit es seitens der Bauleitung angeordnet wird, auch Abtragsflächen sind mit den beiseite gelegten Vorräten von urbarer Erde auf die in jedem einzelnen Falle von der Bauleitung zu bestimmende Dicke und Ausdehnung zu bedecken.

Die Oberflächen der Einschnittsböschungen, welche steiler als $1^1/_2$ füßig angelegt sind, müssen, sofern sie nicht Unebenheiten besitzen, welche das Abrutschen der Schichte urbarer Erde verhindern, in einer diesem Zwecke entsprechenden Weise bearbeitet werden.

Mit der Vollendung der Aushebung und mit der Planierung von Einschnitten mit steilen Böschungen, welche auf Anordnung der Bauleitung durch Flechtwerke und Pflanzungsanlagen geschützt werden müssen, ist so vorzugehen, daß unmittelbar nach der Planierung die Flechtwerke angelegt werden können.

Alle Nebenanlagen des Hauptobjektes, als: Materiallager- und Materialgewinnungsplätze, Bach- und Straßenkorrektionen etc., sind an Böschungen und Sohle etc. wie das Hauptobjekt zu behandeln.

Auch bei den Nacharbeiten ist auf die mutmaßlich noch eintretende Senkung der Dämme durch angemessene Erhöhung und Verbreiterung der Krone Rücksicht zu nehmen.

Einschnittsböschungen, welche zu Bewegungen geneigt sind, können durch Steinsätze bezw. Steinrippen geschützt und befestigt werden.

§ 14.
Ausmaß und Berechnung für Nacharbeiten.

Alle in dem § 13 angeführten Nacharbeiten, mit Ausnahme der event. herzustellenden Steinsätze, Abpflasterungen und Flechtwerke, aber inkl. des Ausbaues der Sickergräben, werden nach der kurrenten Länge verrechnet

und bezahlt, und zwar wird der Berechnung ein Einheitspreis für je 100 m Länge zugrunde gelegt.

2. Stollenbauten.

§ 15.

Konstruktive Anordnung der Stollen.

Die zur Ausführung kommenden Stollenbauten sind bezüglich ihrer Anlagen und eventuellen Ausmauerung im allgemeinen nach jenen Normalquerprofilen und die Stollenstirnen nach jenen Normalstollenportalen auszuführen, welche mit Rücksicht auf die mutmaßliche Gebirgsbeschaffenheit in dem Projekte aufgenommen sind.

Die Bestimmung, welche von den verschiedenen Stollennormalprofilen bezw. Stollennormalportalen bei jedem einzelnen Stollen zur Ausführung kommen soll, erfolgt seitens der Bauleitung, jedoch erst nach Maßgabe des fortschreitenden Ausbruches der einzelnen Strecken eines jeden Stollens und der damit erzielten Erkenntnis der Gebirgsbeschaffenheit und der Erfordernisse an etwaiger Ausmauerung.

Zur Ableitung des Sickerwassers sind folgende Einrichtungen zu treffen:

a) Im Gewölbe und in den Widerlagern sind Öffnungen von mindestens 10 cm Breite durch die ganze Mauerdicke und auf die Höhe von mindestens 30 cm anzubringen; ihre Sohlen müssen in den Widerlagern und den unteren Gewölbeteilen ein Gefälle von mindestens $^1/_{10}$ erhalten und mit Zementmörtel glatt ausgestrichen werden. Lage und Zahl der Schlitze bestimmt die Bauleitung.

b) Die Stollensohlen im Felsausbruch müssen nach den in den Normalprofilen angegebenen Gefällen von den Widerlagern gegen die Achse geebnet, Unregelmäßigkeiten, Zerklüftungen und dergl. mit hydraulischem Mörtel sorgfältig ausgeglichen werden; ebenso ist die innere, die Stollensohle bildende Leibung ausgeführter Sohlengewölbe zu behandeln, so daß die auf der Stollensohle sich sammelnden Bergwässer rasch gegen die Stollenachse und die in derselben herzustellende Wasserableitung abfließen können.

In der Achse des Stollens wird zur Ableitung des gesammelten Wassers ein gemauerter Kanal nach dem Gefälle des Stollens ausgeführt.

An der untern Stollenstirne mündet dieser Kanal in eine Dohle, deren Sohle das Gefälle des Kanales erhalten muß.

In Fällen, in welchen rücksichtlich der Entwässerung in anderer Weise verfügt werden sollte, hat sich der Unternehmer genau nach den ihm zukommenden Plänen und den Weisungen der Bauleitung zu richten und dieselben unweigerlich zur Ausführung zu bringen.

§ 16.

Arbeitsplan.

Die Wahl des Betriebssystems für den Stollen wird dem Unternehmer anheimgestellt.

Ausbruch und Einrüstung der Stollen gehen absolut auf Gefahr und Verantwortlichkeit des Unternehmers.

Er haftet unbedingt für das Gelingen dieser Arbeiten und erhält keine Entschädigung für die aus etwaigen Einbrüchen resultierenden Folgen, wie z. B. Beseitigung der eingestürzten Massen, Ersatz und Verstärkungen der Einrüstungen u. dergl.

Insbesondere ist der Unternehmer auch verpflichtet, die aus solchen Einbrüchen sich ergebenden Höhlungen im Gebirge, welche das normale Profil übergreifen, ohne Entschädigung in Mörtel solid auszumauern, so daß insbesondere das Stollenmauerwerk sich überall dicht an das Gebirge anschließt.

Niemals dürfen zwischen dem Stollenmauerwerk und dem Gebirge Rüstungshölzer verbleiben.

§ 17.

Materialien für Stollenausmauerungen.

Die Bauleitung bestimmt, welche Materialien zu den Stollenausmauerungen verwendet und in welcher Weise sie bearbeitet werden müssen. Zu allem Stollenmauerwerk im Innern und an den Portalen ist nur hydraulischer Kalkmörtel, an nassen Stellen, sowie zum Verstreichen der Fugen dagegen Portlandzementmörtel zu verwenden. Welche Gattungen von Mauerwerk zur Ausmauerung des Stollens in Anwendung kommen, ist aus den Plänen ersichtlich.

Die Seitenwände des Entwässerungskanales erhalten in Entfernungen von 0,75 m Schlitze zur Aufnahme des Wassers.

§ 18.

Ausmaß und Berechnung.

Das Ausmaß der Stollen geschieht pro lfd. Meter.

Bei solchen Stollen, welche gemauerte Portale enthalten, werden die Portalbauten nicht zum Stollen einbezogen, sondern als eigentlicher Stollen nach Längeneinheit wird nur die innerhalb der Portalbauten liegende Stollenröhre samt dem Kanal in der Sohle des Stollens gerechnet.

Pro Stück dagegen werden gerechnet: die Portale, und zwar inbegriffen die gesamte Stirnmauerung samt Abdeckung, insoweit der betreffende Plan eine solche vorschreibt, der Entwässerungskanal — außerhalb der eigentlichen Stollenröhre bis zur Stollendohle — und die Stollendohle selbst.

3. Chaussierung von Strafsen und Wegen.

§ 19.

Art der Chaussierung.

Die Chaussierung soll bestehen:

Bei Fahrwegen, welche mit schwerem Fuhrwerk und häufig befahren werden, in einem Grundbau und in einer Beschotterung.

Bei Fahrwegen, welche nur mit leichtem Fuhrwerk und weniger stark befahren werden, in einer Schichte Beschotterung.

Bei Feldwegen in der bloßen Planierung und nur dann in einer leichten Beschotterung, wenn die Wege, welche zu ersetzen sie bestimmt sind, gleich falls beschottert waren.

Die Dimensionen des Grundbaues und der Beschotterung richten sich in der Regel nach den berechtigten Anforderungen derjenigen, in deren Eigentum oder Fürsorge diese Straßen oder Wege übergehen sollen.

Sind die zur Durchführung vorstehender Grundsätze erforderlichen Materialien in der Gegend nicht aufzufinden, so treten an die Stelle derselben diejenigen Konstruktionssysteme und Materialien, welche bei der Anlage von Straßen- und Wegebauten der Nachbarschaft in Anwendung gebracht werden.

§ 20.

Chaussierungsmaterialien.

Die Materialien, welche bei Chaussierungsarbeiten verwendet werden, sollen aus harten Steingattungen gewählt werden, welche dem Froste und der Nässe widerstehen und nicht leicht zerrieben werden können.

§ 21.

Grundbau.

Der Grundbau ist so anzulegen, daß die breitere Oberfläche der hochkantig zu stellenden Steine auf den Boden kommt; auf dem Boden sind die Steine so dicht als möglich zusammenzustellen und die Zwischenräume so auszukeilen, daß einer innigen Verbindung derselben mit der Beschotterung nichts im Wege steht.

Zur Begrenzung des Grundbaubettes sind an den Rändern ausgesuchte, flache, mindestens 10 cm dicke Steine hochkantig zu stellen und etwas in die Planie einzugraben.

Steine, deren obere Fläche über 15 cm breit ist, sind vor der Verwendung zu spalten.

Mit dem Stellen des Grundbaues hat der Unternehmer erst dann zu beginnen, wenn zuvor die Planie von der Bauleitung untersucht und als vorschriftsgemäß anerkannt ist.

§ 22.

Beschotterung.

Zur Beschotterung soll in der Regel Schlägelschotter und nur dann Gruben- oder Flußschotter verwendet werden, wenn dies von der Bauleitung ausdrücklich gestattet wird.

In beiden Fällen sollen die einzelnen Steine nur so groß sein, daß sie durch eine kreisrunde Öffnung von 5 cm Durchmesser in jeder Richtung passieren können.

Ist der Gruben- oder Flußschotter nicht oder so wenig mit Lehm vermengt, daß die Beschotterung sich nicht oder erst spät zu einem Ganzen verbinden würde, so muß demselben lehmige Erde oder Straßenabraum beigemischt werden.

Aus Schlägelschotter hergestellte Straßenbahnen erhalten eine Sandüberdeckung, deren Stärke von der Beschaffenheit des Schotters abhängig ist und in jedem Falle von der Bauleitung bestimmt wird.

Reserveschotter hat der Unternehmer auf jene Plätze und in solcher Menge beizustellen, wie es von der Bauleitung verlangt wird.

§ 23.

Ausmaß und Berechnung.

Das Ausmaß von Chaussierungsarbeiten wird nach den dem Unternehmer von der Bauleitung eingehändigten Werkplänen oder Vorschriften pro Kubikmeter berechnet, und wird hierbei auf eine event. notwendig werdende Vermehrung des Schottermaterials während der Zeit der Haftungspflicht keine Rücksicht genommen.

Der Unternehmer hat dafür Sorge zu tragen, daß bei Übernahme der Arbeiten die Straßen oder Wege in dem erforderlichen Zustande sich befinden, und ist die Vergütung für die interimistische Unterhaltung in den Preisen inbegriffen.

Reserveschotter wird nach Kubikmeter berechnet, zu welchem Zwecke derselbe in regelmäßigen Figuren deponiert werden muß; diese Arbeitsleistung ist im Einheitspreise inbegriffen.

Die nötigen Gewinnungsplätze zur Erzeugung geeigneter Chaussierungsmaterialien hat der Unternehmer, und zwar auf eigene Kosten, zu erwerben.

Der Einheitspreis umfaßt die Entschädigungen für alle Leistungen, welche zur vollständigen Herstellung der Chaussierungsarbeiten erforderlich sind.

4. Steinwürfe und Faschinenwerke.

§ 24.

Steinwürfe.

Zu Steinwürfen für den Schutz von Ufern und Fundamenten gegen den Angriff von Strömungen dürfen nur Steine verwendet werden, welche dem Wechsel von Nässe und Trockenheit, von Wärme und Kälte vollkommen widerstehen.

Das geringste zulässige Maß der zu verwendenden Steine wird je nach der Tiefe und Strömung der Gewässer für den einzelnen Fall von der Bauleitung bestimmt.

Wo Steinwürfe unter Wasser angebracht werden, müssen die Steine mit eisernen Stangen zurechtgelegt und ineinandergeschlichtet werden.

Über Niederwasser werden die Steine so gelagert, daß ein guter Verband erzielt wird und daß die von der Bauleitung vorgeschriebenen Profile in kontinuierlichen Linien eingehalten werden.

Größere und kleinere Steine sind hierbei so zu ordnen, daß der Steinwurf eine möglichst dichte Masse bildet.

Die größten Steine sind nach außen zu verwenden, um dem Angriffe der Strömung kräftig zu widerstehen.

§ 25.

Flechtwerke.

Flechtwerke werden in der Regel angewendet:

a) Zur Befestigung von nassen, zum Abrutschen geneigten Böschungen und von unfruchtbaren Flächen, an welchen Bepflanzungen ohne besondere Hilfsmittel nicht möglich sind.

b) Zum Schutze von Bachufern und Gerinnen mit starkem Gefälle und auch von solchen Dammböschungen und anderen Flächen, welche dem Überströmen durch Hochwasser ausgesetzt sind.

c) Zur Herstellung der Runsenverbauungen.

In allen Fällen werden Pfählchen von ungeschältem Rundholz, zugespitzt, eingerammt.

Zwischen die Pfählchen werden Ruten von Weiden oder Erlen, ausnahmsweise auch von anderem Laubholze oder von Nadelholz fest eingeflochten und, nachdem dieses geschehen ist, die Pfähle bis zum oberen Rande des Flechtwerkes nachgerammt.

Auf Flächen, welche Überströmungen ausgesetzt sind, werden die Flechtwerke quer über die Richtung der Strömung auf dieselbe Weise gebildet. Zwischen die Pfählchen und unter das Flechtwerk wird eine Lage von Weiden- oder Erlenreisern, die Spitzen stromabwärts gekehrt, schief in den Boden gesteckt, so daß sie durch das Flechtwerk fest niedergehalten werden. Die Reiser müssen grün und keimfähig sein, und es hat der Unternehmer die während der Haftzeit absterbenden Ruten durch frische zu ersetzen.

Bei starkem Gefälle werden mittels quer über die Sohle gezogener Flechtwerke Stufen gebildet, welche dazu dienen, die Strömung zu unterbrechen und zu mäßigen.

Zwischen die Pfählchen und unter die Geflechte kommt dann eine starke Lage Reiser, von Laub- oder von Nadelholz, die Spitzen stromabwärts gekehrt, zu liegen, eine Spreitlage, welche dazu bestimmt ist, das Auskolken der Bachsohle unterhalb des Flechtwerkes zu verhindern.

Der Fuß der Uferböschungen wird überdies entweder gleichfalls durch Flechtwerke oder durch Faschinen gesichert, welch letztere mit Pfählchen festgenagelt werden.

Zu denjenigen Flechtwerken und Faschinen, welche zur Sicherung des Fußes der Uferböschungen dienen, sind grüne, noch keimfähige Reiser zu verwenden.

Wenn die Reiser vor Ablauf der Haftfrist absterben, so sind die Anlagen von dem Unternehmer durch frische zu ersetzen.

§ 26.

Versicherung der Böschungen durch Spreitlagen und Wippenröste.

Die Versicherung der Böschungen des regulierten Baches mit Spreitlagen besteht aus aneinander mit dem Zopfende nach unten gelegten Faschinen von 0,15 m Durchmesser, welche durch in senkrechter Richtung auf die Faschinen in Abständen von je 1 m gelegte Wippen von 0,15 m Durchmesser und durch entsprechend starke Pflöcke an die Böschung befestigt werden. Der Raum zwischen den Wippen wird auf der Höhe derselben mit Schotter und Erde ausgefüllt.

Wippenröste bestehen aus zwei Lagen 0,15 m starker Wippen, welche kreuzweise übereinander gelegt und in derselben Lage je 1 m voneinander entfernt sind. An den Kreuzungsstellen werden die Wippen mit Draht ge-

bunden und durch Faschinenpflöcke an die Böschung befestigt. Die Felder werden auf die ganze Rosthöhe mit Schotter und Erde ausgefüllt.

§ 27.
Faschinen.

Faschinen werden aus starken, möglichst langen Zweigen von Weiden oder sonstigen geeigneten Laubhölzern, ausnahmsweise auch von Nadelhölzern gebildet.

Die Länge der einzelnen Faschinen bestimmt je nach der Art ihrer Verwendung die Bauleitung. Ist die Länge der einzelnen Faschinen größer als die Länge der einzelnen Zweige, so sind letztere so zu verteilen, daß ein tüchtiger Längenverband der Faschinen entsteht.

Der Durchmesser beträgt bei Legfaschinen 30—45 cm, bei Senkfaschinen 60—100 cm; die Füllung der Senkfaschinen besteht aus wenigstens faustgroßen Steinen, wo solche nicht zu finden sind, aus grobem Schotter. Die Dicke der Füllung beträgt 30—60 cm.

Die Faschinen werden in Abständen von 25—30 cm gebunden, und zwar Legfaschinen mit Weiden, Senkfaschinen mit Eisendraht von 3 mm Stärke, doppelt um die Faschinen gewunden.

Einzeln gelegte Faschinen, sowie auch Faschinenwerke werden durch entsprechend starke Faschinenpfähle, deren Dimensionen die Bauleitung von Fall zu Fall vorschreibt, an den Boden befestigt. Faschinen, welche der Wasserströmung stark ausgesetzt sind, werden durch Piloten geschützt, deren Stellung von der Bauleitung vorgeschrieben wird.

Unter Faschinenwerk wird jede Anlage verstanden, welche aus mehr als zwei übereinander gelegten Lagen von Faschinen gebildet wird.

Über die Art der Zusammensetzung größerer Faschinenwerke gibt die Bauleitung die erforderliche Anleitung je nach den Verhältnissen des einzelnen Falles.

§ 28.
Ausmaß und Berechnung.

Die Steinwürfe werden nach Kubikmeter, die Flechtwerke und einzeln gelegte Faschinen inkl. der Befestigungspfähle nach laufenden Metern be rechnet.

Faschinenwerke werden nach Kubikmeter berechnet.

Die sichtbare Fläche der Steinwürfe wird, soweit sie über Niederwasser liegt, mit einem besonderen Preise pro Quadratmeter vergütet.

Bei Steinwürfen unter Wasser wird, wenn möglich, der Maßgehalt der dazu verbrauchten Materialien vor der Verwendung erhoben.

Der Unternehmer hat zu diesem Zwecke entweder die gelieferten Materialien aufzuschlichten oder es wird der Maßgehalt der zum Transport derselben verwendeten Fahrzeuge erhoben und das gelieferte Material nach Ladungen berechnet.

Nähere Weisungen erteilt die Bauleitung.

5. Pflanzungen.

§ 29.

Besämungen.

Die Böschungen von Dämmen und Einschnitten, die Böschungen, Sohlen und Kronen von Materialgewinnungs- oder Ablagerungsplätzen, insbesondere aber diejenigen Teile des Hauptobjektes und der zu demselben gehörigen Anlagen, für welche Rasenbekleidungen nicht in Anwendung gebracht werden können, weil das hierzu erforderliche Material fehlt, müssen, sobald sie reguliert und event. mit urbarer Erde bedeckt sind, mit Wiesengrassamen (Heublumen) besäet werden.

Bei Lehmeinschnittsböschungen, wo eine vollständige Andeckung mit Humus sich von vornherein als zwecklos erweist, müssen kleine Furchen in die Böschungen gehauen, diese mit Humus ausgefüllt und mit gemischtem Gras- und Hafersamen besäet werden.

§ 30.

Bepflanzungen mit Gesträuchen.

Wenn Pflanzungen mit Gesträuchen in urbarer Erde angelegt werden, so sind die ausgehobenen Wurzelgruben nach erfolgter Einsetzung der Pflanzen mit dem aus den Wurzelgruben gewonnenen Material wieder anzufüllen. Bei einem dem Wachstum der Pflanzen unzuträglichen Grunde müssen die Wurzelgruben so groß angelegt und mit einer solchen Erdgattung ausgefüllt werden, daß das Wachstum der Pflanzen gesichert ist.

Nach der Beschaffenheit des Bodens richtet sich die Gattung der zu versetzenden Pflanzen.

Was für Pflanzen und zu welcher Zeit dieselben versetzt werden sollen, bestimmt die Bauleitung.

§ 31.

Rasenbekleidungen.

Rasenbekleidungen werden, wo hierzu geeignetes Material gewonnen werden kann, je nach Anordnung der Bauleitung angewendet: zur Fassung der Stirn- und Flügeldecken und Deckschichten, sowie der Böschungskegel von Kunstbauten, zur Auslegung von Wasserrinnen, Wassergräben und Seitengräben der anzulegenden Fahrwege, wo diese im Gefälle liegen, zur Belegung der Böschungen von Bachkorrektionen und Dämmen, welche dem Bespülen durch Hochwasser ausgesetzt sind, endlich zum Schutze von Böschungen, welche aus beweglichem, feuchtem Material bestehen und zum Abrutschen geneigt sind.

Die Rasen sind in quadratischen Stücken von 30 cm Breite und mindestens 10 cm Dicke auszustechen, und zwar immer nur in Vorräten, welche aufgebraucht werden können, ehe noch die Rasen austrocknen und absterben. Sie sind, wenn sie nicht sogleich verwendet werden können, in Haufen aufzusetzen und bei trockenem Wetter durch Begießen vegetationsfähig zu erhalten.

Die Rasenstücke dienen entweder zu Flach- oder Kopfrasenbekleidungen.

Im ersten Falle werden sie auf eine gut geebnete Schichte urbarer Erde in regelmäßigen, nach der Böschung geneigten Lagen mit wechselnden

Fugen, die Wurzelseite nach unten gekehrt, angesetzt und mit 30 cm langen Pfählchen angenagelt.

Im zweiten Falle werden sie in horizontalen Lagen mit wechselnden Fugen, die Wurzelseite nach oben gekehrt, so übereinander gelegt, daß ihre äußeren Kanten die Böschung bilden.

Kopfrasenbekleidungen werden nur zum Schutze von Böschungen angebracht, welche zum Abrutschen geneigt sind.

Kopf- und Flachrasenbekleidungen dürfen nur auf gut gesetztem Boden, welcher seine Festigkeit entweder im Verlaufe der Zeit oder durch starkes Stampfen erlangt hat, angelegt werden.

Ebenso ist die Verkleidung im Verhältnis des Fortschreitens und mit Rücksicht auf die herrschende Trockenheit stets hinreichend zu begießen.

§ 32.

Ausmaß und Berechnung.

Die Kosten der Besämung werden pro Quadratmeter berechnet.

Rasenbekleidungen werden nach der bekleideten Fläche berechnet.

Pflanzungen von Gesträuchen werden nach der Zahl der wirklich gediehenen Pflanzen berechnet.

In dem betreffenden Preise ist die Aushebung der Wurzelgruben, sowie ihre Ausfüllung mit urbarer Erde und die Lieferung der letzteren einbezogen.

6. Pflasterungsarbeiten.

§ 33.

Pflastergattungen und deren Anwendung.

Die in Anwendung kommenden Gattungen der Pflasterung sind:

a) Pflaster von rauhen Bruchsteinen,
b) Pflaster von Kieseln,
c) Pflaster von behauenen Bruchsteinen,
d) Pflaster von Ziegeln.

Alle diese Gattungen von Pflasterungen werden entweder trocken oder in Mörtel ausgeführt.

Die Pflasterungen unterscheiden sich ferner, je nachdem sie angewendet werden für Wassergerinne oder für den Schutz von Böschungen und Ufern.

§ 34.

Pflasterungsmaterialien.

Eine unerläßliche Eigenschaft aller Pflastersteine ist die Widerstandsfähigkeit gegen die Einflüsse die Witterung bezw. ihre Frostbeständigkeit.

Pflasterziegel müssen von der härtesten Gattung sein.

Es sollen für diesen Zweck von jedem Ziegelbrande diejenigen Stücke gewählt werden, welche, ohne ihre regelmäßige Gestalt verloren zu haben, bis zum Verglasen gebrannt sind.

Der Pflastersand muß frei von erdigen Teilen und grobkörnig sein, jedoch nur so weit, daß die Größe der einzelnen Sandkörner 5 mm nicht übersteigt.

Bei Pflasterungen mit behauenen Bruchsteinen oder Ziegeln ist für die Ausfüllung der Fugen feiner Sand zu wählen.

Der für Pflasterungen zu verwendende Mörtel ist Mörtel von magerem Kalk, für Pflasterungen von Wassergerinnen hydraulischer Mörtel.

Die Dimensionen der Pflasterungssteine hängen von dem Zwecke der Pflasterungen ab und werden von Fall zu Fall von der Bauleitung bestimmt.

§ 35.
Ausführung des Pflasters.

Die obere Fläche der Pflasterungen wird entweder eben oder konkav hergestellt.

In allen Fällen muß das vorgeschriebene Profil genau eingehalten werden und sind insbesondere Kreuzungs- oder Bruchstellen der Pflasterung mit besonderer Sorgfalt und Rücksicht auf einen soliden Verband auszuführen.

a) Trockenpflaster.

Bei der Pflasterung mit rauhen Bruchsteinen zum Schutze von Böschungen und Ufern sind die einzelnen Steine so auszuwählen und an den Lager- und Stoßfugen mit dem Hammer derartig zu richten und zusammenzusetzen, daß sie eine, wenn auch rauhe, doch gleichartige Fläche bilden.

Die Gesichtsflächen der einzelnen Steine dürfen ganz unbearbeitet bleiben und vorspringende Bossen behalten, wenn dies geschickt und mit Geschmack behandelt wird.

Die Fugen sollen nicht über 20 mm weit sein und größere und kleinere Steine so abwechseln, daß eine solide Verbindung des Pflasters entsteht. Die Fugen sind mit Erde auszufüllen, um das Auswachsen derselben mit Gras zu erleichtern. Das Auszwicken oder Ausschiefern der Fugen mit kleinen Steinen ist nicht gestattet. Pflasterungen von rauhen Bruchsteinen erhalten in der Regel keine besondere Unterlage, sondern werden mit dem Material, auf welches sie zu liegen kommen, mit dem Hammer hinterstampft.

Soweit dieses indessen ohne besondere Kosten geschehen kann, ist darauf zu sehen, daß sie mit steinigem, möglichst unnachgiebigem Material hinterfüllt werden.

Bei der Auspflasterung von Wassergerinnen mit rauhen oder behauenen Bruchsteinen oder mit Kieseln soll die Oberfläche des Pflasters möglichst eben und ohne Vorsprünge und die Weite der Fugen nicht größer als 10 mm sein.

Das Pflaster wird etwas über seine richtige Höhe angelegt und mit einer Handramme auf die richtige Höhe festgestoßen.

Bei der Auspflasterung von Wassergerinnen mit Ziegeln wird die Sohle vor Anlage des Pflasters fest und eben gestampft, sofort das Pflaster von stehenden Ziegeln mit höchstens 10 mm weiten wechselnden Fugen angesetzt, jeder einzelne Stein mit dem Hammer festgeschlagen und die Fugen mit Sand ausgefüllt.

b) Mörtelpflaster.

Bei der Pflasterung in Mörtel wird auf die in allen Fällen 10 cm hohe, durch Stampfen und Begießen verdichtete Sandunterlage eine Mörtelschichte von 3 cm Dicke gebracht; auf diese werden die Steine ebenso wie bei der trockenen Pflasterung angesetzt und die Fugen dicht mit Mörtel ausgefüllt.

Die einzelnen Steine untermauerter Pflasterungen müssen durch abwechselnde Höhen in den Verband der Untermauerung eingreifen.

§ 36.

Ausmaß und Berechnung.

Pflasterungen aller Art werden nach Quadratmeter gemessen.

Zur Pflasterung gehören auch die Rand- und Saumsteine, Grat- und Kehlsteine, welche bei der Pflasterung von Rinnen, beim Zusammentreffen zweier Straßen und bei Straßenbiegungen vorkommen.

Pflasterfassungsplatten oder Quader werden als Gegenstände der Steinmetzarbeit angesehen.

7. Maurer- und Steinmetzarbeiten.

a) Beschaffenheit der Steinmaterialien.

§ 37.

Allgemeine Bedingungen.

Zu allen Gattungen von Maurer- und Steinmetzarbeiten dürfen nur solche Steinmaterialien verwendet werden, deren Güte und Tauglichkeit für die Art ihrer Verwendung entweder durch die Erfahrung bei anderen Bauten unter ähnlichen Verhältnissen oder durch Proben, welche von den Organen der Bauleitung vorzunehmen sind, nachgewiesen worden ist.

Sie müssen mit Rücksicht auf den Ort und die Art ihrer Verwendung nach der Qualität sorgfältig ausgewählt und sortiert werden und sollen, wenn sie im Freien oder sonstwo verwendet werden, wo sie dem Wechsel von Nässe und Trockenheit, von Wärme und Kälte ausgesetzt sind, diesen vollkommen widerstehen; wenn sie einem bedeutenden Drucke oder dem Angriffe mechanischer Kräfte zu widerstehen haben, den nötigen Grad von Widerstandsfähigkeit besitzen; wenn sie für Hochbauten verwendet werden, keine Feuchtigkeit anziehen und festhalten.

§ 38.

Bruchsteine.

Bruchsteine sollen, wo die Umstände es nur irgend gestatten, den tieferen Schichten der Brüche entnommen und so zeitig gebrochen werden, daß sie vor ihrer Verwendung vollständig austrocknen können.

Steine, welche zu häuptigem Mauerwerk, zu Gewölben oder zu Quadern verwendet werden, müssen vollkommen gesund, frei von Stichen und Lagern und von gleichem Korne sein.

Zu Zierquadern (Gesimsen und verzierten Quaderarbeiten) werden nur Steine zugelassen, die überdies ein so feines Korn besitzen, daß eine reine und scharfkantige Bearbeitung möglich ist.

§ 39.

Mauerziegel.

Die Ziegel müssen hellklingend, hart und gleichmäßig durchgebrannt sein; sie dürfen nicht verglast sein und keine Kalkteile enthalten, welche beim Vermauern oder Einlegen in Wasser die Ziegel zersprengen. Sie müssen ebene Flächen und gut erhaltene Kanten haben.

Ziegel, welche zu Vorsetzmauerwerk bei Rohbauten verwendet werden, müssen mit besonderer Sorgfalt geformt, getrocknet und gebrannt sein. Sie müssen vollkommen ebene Flächen, nach allen Seiten rechtwinklige und scharfe Kanten besitzen und möglichst von gleicher Farbe sein.

b) Beschaffenheit, Bereitung und Verwendung der Mörtel.

§ 40.

Allgemeine Bedingungen.

Unerläßliche Bedingung bei der Bereitung aller Arten von Mörteln ist, daß die zu denselben verwendeten Materialien ganz rein und im richtigen Mengenverhältnisse vollständig gemischt und tüchtig durchgearbeitet werden, damit das Ganze eine gleichartige Masse bilde und die einzelnen Sandkörner vollständig von dem Kalke oder sonstigen Bindemittel eingehüllt werden.

Die Behälter, Flächen und Werkzeuge, welche zur Bereitung von Mörteln dienen, müssen so beschaffen sein, daß keinerlei Verunreinigung durch Beimischung fremder Bestandteile während der Bereitung möglich ist.

Der speziell für alle Maurerarbeiten in dem Abschlußwerke (Talsperre) samt seinen Objekten zur Verwendung kommende Mörtel muß mittels Broyers bereitet werden, um für alle Fälle eine innige und gleichförmige Mischung von Sand und Kalk zu erzielen.

§ 41.

Sand.

Zur Mörtelbereitung kann Flußsand oder Grubensand verwendet werden. In beiden Fällen soll er von hartem Gestein herrühren und rein von erdigen und organischen Bestandteilen sein.

Unreiner Sand muß durch Schlämmen von fremdartigen Bestandteilen befreit werden.

Sand von ungleichem, grobem Korn darf nur zu Mauerwerk und Pflaster aus rauhen Bruchsteinen, zu Fundamentmauerwerk und zur Betonbereitung verwendet werden.

Für alle übrigen Mauergattungen wird Sand von feinerem Korn verlangt.

Zur Mörtelbereitung muß Sand in trockenem Zustande verwendet werden.

§ 42.

Schotter.

Zur Betonbereitung darf nur Kleingeschläge aus harten Steingattungen und ganz gleichmäßiger, vollkommen sandfreier Gruben- oder Flußschotter verwendet werden. Im letzteren Falle müssen jedoch die einzelnen Steine wenigstens eine Bruchfläche besitzen. Die einzelnen Steine des Schotters

müssen durch eine kreisrunde Öffnung von 5 cm Durchmesser in jeder Richtung passieren.

Größere Steine sind durch Zerschlagen auf dieses Maß zu verkleinern. Zur Betonbereitung muß der Schotter vollkommen frei von Staub und erdigen Bestandteilen sein oder, wenn dieses nicht der Fall ist, durch Waschen gereinigt werden.

§ 43.

Mörtel aus fettem Kalk (Weißkalkmörtel).

Der fette Kalk muß, wenn er in einem wasserdichten Behälter mit dem $1^1/_2$ fachen Volumen Wasser begossen wird, aufbrausen, sich erhitzen und zu einem Brei auflösen, welcher im Wasser löslich bleibt und weder an der Luft noch unter Wasser erhärtet. In dieser Gestalt wird der fette Kalk in Gruben gegossen, wo er, mit einer Schichte Sand bedeckt, wenigstens 14 Tage vor der Verwendung eingesumpft bleiben muß, damit die schwer löschbaren Teile desselben Zeit haben, sich vollends abzulöschen.

Zur Bereitung des Mörtels mit fettem Kalke werden in der Regel zwei Raumteile Sand auf einen Raumteil Kalk und so viel Wasser genommen, daß der Mörtel einen Brei bildet, welcher nicht von der Schaufel abläuft.

Vorräte von Mörtel mit fettem Kalke, welche vor der Verwendung längere Zeit liegen geblieben sind, müssen, ehe sie verwendet werden, neuerdings durchgearbeitet werden.

Mörtel von fettem Kalke (Weißkalkmörtel) darf übrigens nur zu Hochbauten verwendet werden.

§ 44.

Mörtel aus natürlichem, magerem Kalk.

Unter „magerem Kalk“ wird solcher Kalk verstanden, welcher aus Steinen gebrannt ist, die nebst dem kohlensauren Kalk und etwaigen neutralen Beimengungen geringerer Quantität wenigstens 10 % Silikate (Tonerde, Kieselerde) enthalten. Dieser Kalk wird auf einer geebneten und gereinigten Fläche ausgebreitet, begossen, dann sofort in Haufen zusammengezogen, so daß er sich mäßig erwärmt und in Staub zerfällt.

Wird dieses Resultat nicht auf einmal erzielt, so ist die Operation des Begießens zu wiederholen. Ist der Kalk vollständig zerfallen, so wird er durch ein Drahtsieb von den verbrannten und nicht gelöschten Stücken befreit und muß dann sofort verwendet werden. Magerer Kalk muß frisch gebrannt zur Verwendung kommen und bis zur Verwendung in Magazinen aufbewahrt werden.

Zur Bereitung des Mörtels mit magerem Kalke werden in der Regel Kalk und Sand zu gleichen Raumteilen genommen.

Der Kalk wird zuerst nach und nach mit Wasser gemengt, zu einem weichen Teige verarbeitet, sodann ein gleiches Volumen trockenen Sandes zugesetzt und von kräftigen, geübten Arbeitern tüchtig durchgearbeitet. Der fertige Mörtel mit magerem Kalk muß die Konsistenz eines steifen Breies oder Teiges haben, welcher in größeren Portionen mit der Kelle gefaßt werden kann.

Zum Ausgießen von Fugen darf die Menge des Kalkes und Wassers vermehrt werden.

Mörtel mit magerem Kalk darf nur in Vorräten bereitet werden, welche an demselben Tage aufgebraucht werden können.

Mörtel aus magerem Kalk kann bei allen jenen Nebenobjekten zu den herzustellenden Mauern und Pflastern in Anwendung gebracht werden, soweit für dieselben nicht Mörtel aus hydraulischem Kalk oder Zementmörtel vorgeschrieben ist.

§ 45.

Mörtel aus hydraulischem Kalk (Romanzement).

Bezüglich der Definition und Eigenschaften des hydraulischen Kalkes (Romanzementes) haben die vom österreichischen Ingenieur- und Architektenvereine aufgestellten Bestimmungen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Romanzement Geltung.

Auf der Baustelle selbst wird seitens des mährischen Landesausschusses eine Zementprüfungsstation errichtet und alle hydraulischen Bindemittel vor ihrer Verwendung einer genauen Prüfung durch die Bauleitung unterzogen werden.

Es ist seitens des Unternehmers für einen derartigen Vorrat der hydraulischen Bindemittel Sorge zu tragen, daß im Falle der Beanstandung und Ausschließung einer Partie Zement hierdurch keinerlei Störung in dem Fortschritte der Maurerarbeiten eintreten kann.

Zur Bereitung des Mörtels mit hydraulischem Kalk werden in der Regel ein Raumteil Kalk und zwei Raumteile Sand genommen.

Das Verfahren bei der Bereitung ist dasselbe wie bei dem Mörtel mit magerem Kalk, nur müssen diese Mörtel mit noch größerer Sorgfalt und Anstrengung durchgearbeitet werden. Fertiger hydraulischer Mörtel muß die Konsistenz eines steifen Teiges haben, und nur für das Ausgießen von Fugen darf er, soweit notwendig, verdünnt werden.

Mörtel mit hydraulischem Kalk darf nur in kleinen Mengen bereitet werden, welche binnen der nächsten drei Stunden aufgebraucht werden können.

Hydraulischer Mörtel, auf diese Weise zubereitet und zu einem steifen Teige geballt, muß binnen 24 Stunden unter Wasser erhärten.

Mörtel mit hydraulischem Kalk kommt bei der Betonbereitung, sowie bei allen Maurer- und Pflasterarbeiten in Fundamenten, dann unter Wasser oder im nassen Boden, sowie im Stollen, endlich an allen übrigen Stellen in Anwendung, wo er von der Bauleitung speziell angeordnet wird.

Was die Zusammensetzung und Beschaffenheit des bei der Mauerung der Talsperre selbst zu verwendenden Mörtels anbelangt, so werden auf Basis der von der Bauleitung mit der gewählten Zementmarke und dem verfügbaren Sand anzustellenden Proben die Mischungsverhältnisse, Zusammensetzung und Zubereitungsweise dieses Mörtels bestimmt werden, wobei der Mörtel je nach den Proberesultaten als hydraulisches Bindemittel hydraulischen Kalk oder Portlandzement mit oder ohne Zusatz von Weißkalk erhalten kann.

Bei Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalk- oder Portlandzementmörtel sind die Ziegel vor ihrer Vermauerung durch längere Zeit in Wasser zu

legen und beim Auftragen neuer Mauerschichten die alte Schichte vorher gut anzufeuchten.

Zur Verwendung kommende Bruchsteine müssen vor der Vermauerung von allen erdigen und tonigen Beimengungen befreit werden.

Eine ganz besondere Sorgfalt erfordert die Herstellung des Bruchstein-Zyklopenmauerwerkes der Talsperre.

Ist seitens der Bauleitung der aufgeschlossene Fundamentgrund als entsprechend bezeichnet worden, so werden in erster Linie die etwaigen Felsspalten mit Beton ausgegossen, die sorgfältig mit Stahldrahtbürsten und Wasser gereinigte Felsoberfläche mit einem dünnen Zementmörtelanwurf versehen und dann erst mit der Mauerung des Fundamentes begonnen. Die in der Nähe der Talsperre zu brechenden Bruchsteine werden mittels Rollbahnen auf die Baustelle geführt und dort nach der Größe sortiert; die großen Mauersteine und kleineren, zum Verzwickeln bestimmten Bruchsteine werden vor ihrer Verwendung durch einen kräftigen Wasserstrahl (3—4 Atmosphären Druck) gut abgespült, event. mit Stahldrahtbürsten gereinigt.

Die großen Bausteine werden vom Rollwagen mittels großer Zangen gehoben, durch einen Laufkran über die Verwendungsstelle gebracht, herabgesenkt und auf das saftig mit Mörtel und Steinzwickeln vorbereitete Lager sofort definitiv aufgesetzt. — Die richtige Lage, also das eigentliche Versetzen des Steines, muß noch vor dem vollständigen Aufsitzen, also in hängender Lage bewirkt werden.

Das Mauerwerk ist streng zyklopenförmig, also ohne jede horizontale Fugenausgleichung herzustellen.

Zur Feuchthaltung des Mörtels ist insbesondere bei trockener, heißer Witterung das Mauerwerk mittels einer Druckwasserleitung zu bespritzen.

Die fallweise Bekanntgebung anderer, hier nicht angeführter, technischer Instruktionen und Normen behält sich die Oberbauleitung vor, und wird der Unternehmer diesfalls durch die Bauleitung rechtzeitig in Kenntnis gesetzt werden.

§ 46.

Portland-Zementmörtel.

Auch hier gelten die vom österreichischen Ingenieur- und Architektenvereine aufgestellten Bestimmungen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland-Zement.

Außer zur Verfugung der Ansichtsflächen und zur Betonbereitung kann event. auch der Portland-Zement zu dem Mörtel des Talsperrenbaues verwendet werden.

§ 47.

Beton.

Beton kann in Anwendung kommen:

a) bei Gründungen von Bauten auf unebenem oder ungleich festem Baugrunde, oder als Unterlage für Pflasterungen;

b) bei Gründungen unter Wasser oder bei solchen Bauten, bei welchen Wasserdichtigkeit Bedingung ist.

Im ersten Falle wird zur Bereitung des Betons Mörtel aus hydraulischem Kalk, im zweiten Falle Portland-Zementmörtel und Schlägelschotter genommen. In dieser Hinsicht gelten die bereits angeführten Bestimmungen. Die Mischungsverhältnisse bestimmt die Bauleitung. Vor der Vermischung muß der Schotter von allem Staub befreit und durch Begießen mit Wasser benetzt werden. Mörtel und Schotter müssen von kräftigen, geübten Leuten so lange nach allen Richtungen durchgearbeitet werden, bis eine vollständige Mischung und Umhüllung aller Steine des Schotters mit Mörtel erfolgt ist.

Bei den sub a benannten Gründungen wird der Beton, nachdem die Baugrube geleert und gesäubert und die Erlaubnis zum Beginn der Betonierung von der Bauleitung erteilt worden ist, mit Schubkarren oder Tragkästen in Schichten von höchstens 30 cm Dicke eingebracht und mit Handrammen geebnet und festgestampft.

Bei Nachtfrösten, anhaltendem Regen muß der Beton gegen das Gefrieren, Auswaschen und bei trockenem, warmem Wetter gegen allzu rasches Trocknen geschützt werden. Bei anhaltendem Froste ist das Betonieren auf die Dauer desselben einzustellen.

Beton, welcher durch Frost, Regen oder Hitze gelitten hat, ist der Unternehmer verpflichtet, ohne Entschädigung zu beseitigen und durch guten zu ersetzen.

Bei Gründungen unter Wasser muß der Beton durch hölzerne Schläuche, welche bis auf die Oberfläche der zu bildenden Schichte hinabreichen, oder mittels Kästen versenkt und mit Stampfen geebnet und niedergedrückt werden.

Bei dieser Arbeit ist hauptsächlich darauf zu sehen, daß nicht beim Versenken und Festdrücken des Betons die Mörtelbestandteile desselben ausgewaschen werden.

Der Beton, ob mit Mörtel von hydraulischem oder Zementkalk bereitet, muß unmittelbar nach der Bereitung verwendet werden, widrigenfalls er als unbrauchbar zu beseitigen ist.

§ 48.

Veränderungen in den Mischungsverhältnissen.

Stellt sich durch die von den Organen der Bauleitung anzustellenden Mörtelproben die Notwendigkeit heraus, von den oben angegebenen Mischungsverhältnissen und Bereitungsmethoden abzuweichen, so hat der Unternehmer den diesfalls an ihn gerichteten Weisungen nachzukommen, ohne hieraus irgendwelche Ansprüche ableiten zu können.

Abänderungen in den Mischungsverhältnissen, welche vom Bauunternehmer beantragt werden, können nur mit Bewilligung der Bauleitung auf Grund vorhergegangener Versuche durchgeführt werden.

Das für die Proben erforderliche Material, sowie die Arbeitsleistung hat der Unternehmer in allen Fällen unentgeltlich zu liefern.

c) Ausführung der Maurer- und Steinmetzarbeiten.

§ 49.

Gattungen der Maurer- und Steinmetzarbeiten.

Bei den Maurer- und Steinmetzarbeiten werden unterschieden:

a) Maurerarbeiten, für welche die Steine nicht erst besonders und vor dem Vermauern durch Steinmetze bearbeitet werden müssen, sondern durch die Maurer selbst hergerichtet werden können. Hierher gehören Fundamentmauerwerk aus Bruchsteinen und häuptiges Mauerwerk aus unregelmäßigen Bruchsteinen. Diese Mauerwerksgattungen werden entweder trocken oder in Mörtel ausgeführt.

b) Maurerarbeiten, bei welchen das Steinmaterial vor der Vermauerung von Steinmetzen bearbeitet und von Maurern gesetzt wird. Hierher gehört alles Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen, aus Bruchsteinen in Schichten (Haustein- oder Hackelsteinmauerwerk) und das Quadermauerwerk.

c) Maurerarbeiten, welche aus Ziegelsteinen ausgeführt werden.

§ 50.

Untersuchung des Baugrundes vor dem Beginn der Maurerarbeiten.

Mit der Ausführung aller Arten von Steinarbeiten und Maurerarbeiten darf nicht früher begonnen werden, als nachdem der Grund, auf dem sie ausgeführt werden sollen, von dem bauleitenden Ingenieur untersucht und als hinreichend fest erkannt worden ist und event. nachdem die auf die Verrechnung bezüglichen Dimensionen des Fundaments festgestellt wurden (siehe auch § 45).

§ 51.

Allgemeine Vorschriften für die Ausführung von Mauerwerk.

Für die Ausführung von Mauerwerk gelten, soweit hierüber nicht schon oben Bestimmungen getroffen wurden, folgende allgemeine Vorschriften:

a) Die einzelnen Steine müssen durch die ganze Dicke der Mauer in gutem horizontalem Verbande stehen, und Läufer und Binder müssen gehörig miteinander abwechseln.

b) Bei der Vermauerung von unbearbeiteten Bruchsteinen wie von Quadern muß immer die breitere Fläche der Steine nach unten gekehrt werden.

c) Lagerhafte unbearbeitete oder bearbeitete Bruchsteine wie auch Quader dürfen niemals auf ihr Haupt gestellt, sondern müssen immer auf ihr Lager gelegt werden.

d) Die Lagerflächen der Schichten bei Hausteinmauerwerk wie bei Quadermauerwerk müssen durch die ganze Dicke der Mauer sich im gleichen Maße berühren, und soll das Unterlegen einzelner Steine, sowie überhaupt die Anwendung von Hilfsmitteln vermieden werden, welche ein ungleiches Zusammendrücken der Mauer herbeiführen.

e) Mauerteile, welche unter sich zusammenhängen, müssen, soweit es die Umstände gestatten, gleichmäßig und gleichzeitig in die Höhe geführt werden, damit die unvermeidliche Senkung eine gleichmäßige sei.

Welche Bauten und Teile von Bauten trocken und welche in Mörtel, im letzteren Falle mit welcher Gattung von Mörtel sie ausgeführt werden sollen, bestimmt die Bauleitung.

Mit der Anlage von Stütz- und Futtermauern in schwierigem Terrain darf nur in kurzen Partien vorgegangen werden, worüber die Bauleitung von Fall zu Fall die nötigen Weisungen erteilen wird.

§ 52.

Besondere Vorschriften für die Ausführung von Trockenmauerwerk.

Bei Trockenmauerwerk werden die Fugen und Zwischenräume zwischen den einzelnen Steinen im Innern des Mauerwerkes mit kleinen Steinen ausgelegt.

Im übrigen gelten die Bestimmungen der betreffenden Mauerwerksgattung.

§ 53.

Besondere Vorschriften für die Ausführung von Mörtelmauerwerk.

Für die Ausführung von Mörtelmauerwerk gelten folgende Vorschriften:

a) Alle Zwischenräume zwischen den einzelnen Steinen müssen vollkommen mit Mörtel ausgefüllt und die Steine innig mit dem Mörtel verbunden werden. Zu diesem Zwecke sind die Steine, ehe sie mit Mörtel in Berührung gebracht werden, von allem Staub zu befreien und sorgfältig anzunetzen.

   Bei trockener und warmer Witterung müssen die angefangenen Mauerteile häufig begossen und, wenn es verlangt wird, auch bedeckt werden.

b) Das Behauen und Zusammenpassen der Bruchsteine und Quader darf nicht erst auf der Mauer, sondern muß vorher entweder auf dem Werkplatze oder auf dem Gerüste geschehen, damit nicht Steine, welche bereits vermauert sind, erschüttert, in ihrer Verbindung mit dem bereits anziehenden Mörtel gestört oder gelockert werden, und damit das bereits hergestellte Mauerwerk nicht durch die abfallenden Steinsplitter verunreinigt werde.

c) Bei starkem Regen müssen die angefangenen Mauerteile durch Bedecken gegen das Auswaschen des Mörtels geschützt werden. Bei Frösten muß die Ausführung des Mörtelmauerwerkes auf die Dauer derselben eingestellt werden.

   Mauerteile, deren Mörtelverbindung durch Frost, Regen oder andere Ursachen gelitten hat, hat der Unternehmer ohne Anspruch auf Entschädigung abzubrechen und neu aufzuführen.

§ 54.

Fundamentmauerwerk aus Bruchsteinen.

Bei Fundamentmauerwerk aller Nebenobjekte werden zu den unteren Schichten des Mauerwerkes die größten plattenförmigen Steine ausgewählt und die Fugen derselben derart gewechselt, daß der Druck des darauf ruhenden Mauerwerkes gleichmäßig auf die Sohle der Fundamentgrube verteilt wird.

Bei Fundamentmauerwerk in Mörtel wird die unterste Schichte in ein auf die Sohle der Baugrube auszubreitendes reichliches Mörtelbett gelegt.

Bezüglich der Ausführung des Fundamentmauerwerkes der Talsperre selbst haben nebstdem die im § 45 angeführten Bestimmungen zu gelten.

§ 55.

Häuptiges Mauerwerk aus unregelmäßigen Bruchsteinen.

Bei häuptigem Mauerwerk aus unregelmäßigen Bruchsteinen können die Lager- oder Stoßfugen im Mauerhaupt entweder in parallelseitigen oder in unregelmäßigen (Zyklopen-) Formen angeordnet werden.

Die Bearbeitung des Mauerhauptes und der Lagerflächen ist so gut, wie dies mit dem Mauerhammer geschehen kann, auszuführen.

Das Auszwicken oder Ausschiefern zu großer Fugen ist in keinem Falle gestattet; dagegen können größere Lücken zwischen den Mauersteinen durch sorgfältig eingepaßte Schiefer ausgefüllt werden, es dürfen aber die Schiefer nicht von außen in die Fugen gesteckt, sondern müssen mit den Mauersteinen eingelegt werden und in deren Verband eingreifen. Die zulässige Größe der einzelnen Steine wird von dem bauleitenden Ingenieur von Fall zu Fall festgesetzt. Im übrigen haben für das Zyklopenmauerwerk der Talsperre selbst auch die im § 45 angeführten Bestimmungen zu gelten.

Die Deckschichten von überschütteten Stützmauern und von Futtermauern sind aus mindestens 40 cm tiefen und mindestens 20 cm hohen Steinen herzustellen, welche rollsteinartig in die Mauer eingreifen und im Stoße sich auf mindestens 15 cm Länge berühren. Diese Deckscharen erhalten einen Erdhaken.

Die freiliegenden Deckschichten von Stützmauern sind aus mindestens 15 cm tiefen und mindestens 25 cm hohen Durchbindern herzustellen. Die einzelnen Steine sollen zur Erzielung eines guten Verbandes zwischen Mauer und Deckschichte von ungleicher Höhe sein und vollständig in die Mauer eingreifen. In den Stoßfugen sollen sich dieselben auf die ganze Tiefe und Höhe der Steine berühren. Die obere Fläche ist rauh zu spitzen und die äußere Kante auf 3 cm Breite abzufassen; die innere Kante ist auf 15 cm Tiefe flüchtig abzuarbeiten.

In Entfernungen von 2,5 m sind größere Steine von mindestens 60 cm Länge und mindestens 40 cm Höhe zur Aufnahme der eisernen Geländersäulen anzubringen, die im übrigen wie die anschließenden Deckschichten behandelt werden.

§ 56.

Häuptiges Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen.

Bei Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen müssen die einzelnen Steine im Innern und Äußern nach der Tiefe der Mauer parallele Lagerflächen haben, und das Mauerhaupt soll entweder senkrecht gegen die Lagerfläche oder entsprechend dem vorgezeichneten Maueranlauf mit Hammer und Zweispitzeisen flüchtig bearbeitet werden.

Nach der Länge der Mauer sind die einzelnen Steine entweder horizontal oder je nach der vorgezeichneten Konstruktion des Objektes ansteigend

und in der Regel unter sich parallel, nach der Tiefe der Mauer jedoch stets horizontal zu versetzen.

Die unteren bearbeiteten horizontalen Lagerflächen der einzelnen Steine des Mauerhauptes müssen wenigstens zwei Dritteile, die oberen wenigstens ein Dritteil der natürlichen Lagerfläche betragen; dabei muß die untere bearbeitete Lagerfläche auf mindestens 16 cm Tiefe vom Mauerhaupt einwärts auf die ganze Länge des Steines ausgedehnt sein.

Im Innern müssen die unteren Lager ca. die Hälfte, die oberen ca. ein Viertel der natürlichen Lagerfläche betragen.

Die Weite der Lagerfugen darf nicht mehr als 12 mm betragen.

In den Stößen müssen die einzelnen Steine sich berühren und die bleibenden Öffnungen sind sorgfältig auszumauern.

Dabei dürfen im Haupte die Schiefer nicht von außen hineingesteckt, sondern sie müssen so eingelegt werden, daß sie in den Verband eingreifen.

Ausgenommen hiervon sind die Stoßfugen im Haupte, wo Lagerfugen wechseln. Diese sind stets vertikal zu bearbeiten. Es können aber hierbei Steine an ihrem oberen Lager ausgekröpft werden.

Ausgemauerte Stoßfugen im Haupte müssen stets und derart verbunden werden, daß der überbindende Stein zu beiden Seiten der Fuge noch mindestens auf 15 cm Länge auf bearbeiteten Lagern aufliegt.

Es dürfen im Mauerhaupte nur Stoßfugen und keine Lagerfugen ausgemauert werden.

Das Mauerwerk ist von 1,5 zu 1,5 m Höhe abzugleichen; zwischen diesen Mauergleichen darf die Höhe der einzelnen Steine, welche aneinander stoßen, nur so viel variieren, daß eine Steinhöhle durch höchstens 3 Steinlagen ausgeglichen wird.

Im Mauerhaupt darf auch kein Stein höher sein, als die mittlere Breite seines unteren bearbeiteten Lagers beträgt.

Über die Zahl der Binder verfügt die Bauleitung bei der Ausführung.

§ 57.

Schichtenmauerwerk aus Bruchsteinen (Hausteinmauerwerk).

Für das Schichtenmauerwerk aus Bruchsteinen (Hausteinmauerwerk) sollen die einzelnen Steine am Haupte rechtwinklig, mit parallelen Lager- und Stoßfugenflächen rein bearbeitet werden. Die Schichtenhöhe darf nicht weniger als 20 cm, die Tiefe der Stoßfugenflächen nicht weniger als 15 cm, vom Haupte an gemessen, betragen.

Die Anlage der Mauerschichten nach der Tiefe geschieht sowohl bei senkrechten Mauern als bei Mauern mit Anlauf horizontal, im ersteren Falle also rechtwinklig, im letzteren mit spitz- oder stumpfwinklig bearbeiteten Mauerhauptsteinen. Bei Mauern, welche horizontale Flächen begrenzen, sind die Schichten der Länge nach horizontal, bei solchen, welche ansteigende Flächen begrenzen, parallel mit der Steigung durchzuführen.

Die Stoßfugen der einzelnen Steine müssen im Haupt derart abwechseln, daß die Steine der einen Schichte die der anderen mindestens um 15 cm überbinden.

Auf je zwei Läufer muß wenigstens ein Binder kommen, welcher mindestens 25 cm über die Breite der Läufer greift.

Wo die Höhe der Schichten verändert wird, was nur in besonderen Fällen zulässig ist, dürfen weder zwei Stoßfugen aufeinander treffen, noch einzelne Steine ausgekröpft werden, sondern es müssen die Ungleichheiten der Schichtenhöhe durch Einsetzen eines Steines ausgeglichen werden, der die Höhe zweier Schichten hat.

Bei dieser Gattung von Mauerwerk darf die Weite der Lagerfugen höchstens 10 mm und die Weite der Stoßfugen auf mindestens 15 cm vom Haupte an höchstens 8 mm betragen.

Die Hintermauerung ist ebenfalls in Schichten auszuführen, welche mit den Vorsetzsteinen gleich hoch sind, und sollen die Lager und Stoßfugen roh gespitzt werden.

Jede Schichte muß für sich vollkommen eben abgeglichen werden.

Die beiden Lagerflächen der Hintermauerungssteine müssen mindestens in drei Viertel ihres Ausmaßes parallel zueinander, die Stoßfugen — ebenso in drei Viertel — senkrecht zu den Lagern sein. Im übrigen kann die Form der Steine unregelmäßig bleiben, jedoch darf die Unregelmäßigkeit der Form den Bedingungen eines soliden Verbandes keinen Eintrag tun.

Die Lücken müssen in jeder Schichte sorgfältig ausgemauert werden, ehe mit dem Versetzen der nächsten Schichte fortgefahren wird. Im Mauerhaupte müssen alle Steine durchaus scharfkantig sein.

Der Verband der Stoßfugen ist bei der Hintermauerung derart einzuteilen, daß sich die einzelnen Steine sowohl in einer und derselben Schichte, als auch in bezug auf die vorhergehende Schichte mindestens um 25 cm übergreifen. Die kleinsten zulässigen Dimensionen der Läufer bestimmt die Bauleitung.

Die Bauleitung kann ausnahmsweise gestatten, daß die Hintermauerung einer Schichte in zwei Schichten geteilt werde.

§ 58.
Quadermauerwerk.

Für Quadermauerwerk jeder Art enthalten die Pläne die nötigen Bestimmungen hinsichtlich der Schichtenhöhe, der Gestalt und der Dimension der einzelnen Steine.

Quader, welche zur Bildung von Fundamentschichten benutzt werden, dürfen im Haupte und in jenen Flächen, welche auf dem Boden aufliegen, rauh bossiert bleiben.

Die Lagerfugenflächen von Fundamentquadern müssen gespitzt oder gekrönelt werden, so daß die Lagerfugen in vollkommen gleicher Weite, welche in gewöhnlichen Fällen höchstens 15, bei sehr starker Belastung des Mauerwerkes aber 20 mm betragen darf, durchlaufen.

Diese Vorschrift ist für Lagerfugen zwischen Quadern wie auch zwischen Quadern und geschichtetem Mauerwerk einzuhalten.

Die Weite der Stoßfugen darf sowohl bei massivem als bei Verkleidungs-Fundament-Quadermauerwerk 30 mm betragen.

Bei sonstigem Quadergemäuer muß jede Schichte für sich vollkommen eben abgeglichen werden.

Die Lagerfugenflächen werden gekrönelt oder gestockt und die Lagerfugen laufen in vollkommen gleicher Weite, welche in gewöhnlichen Fällen höchstens 8, bei sehr starker Belastung des Mauerwerkes aber 10 mm betragen darf, durch.

Die Weite der Stoßfugen darf auf 5 cm Tiefe vom Haupte an höchstens 5 mm betragen. Von jenen 5 cm an gegen den Kern der Mauer erhalten sie eine gleichmäßige Weite von 9—12 mm, um das Ausfüllen mit Mörtel zu erleichtern.

Beim reinen und verzierten Quadergemäuer werden die Stoßfugen im Haupte zusammengefügt und dürfen höchstens 3 mm Weite erhalten.

Bei Quadermauern müssen Läufer und Binder regelmäßig wechseln und die einzelnen Steine sich mindestens 25 cm überbinden. Bei Verkleidungsmauerwerk von Quadern muß auf je zwei Läufer ein Binder kommen, welcher die Hintermauerung auf wenigstens 35 cm bindet. Die Hintermauerung von Quaderverkleidungen ist wie Mauerwerk aus Bruchsteinen in Schichten mit der größten Sorgfalt und gleichmäßig mit der Quaderverkleidung aufzuführen.

Beim Versetzen von Quadern, welche eine sehr starke Belastung erhalten, sind die Lagerfugen auf 5 cm vom Haupte einwärts offen zu lassen und erst später, wenn die volle Belastung eingetreten ist, mit Mörtel auszufüllen, um das Abdrücken von Ecken und Kanten zu verhindern.

Einstückungen werden im Haupte von Quadermauern gar nicht geduldet.

Abgestoßene Ecken oder sonstige Beschädigungen müssen durch Nacharbeiten des betreffenden Steines verbessert werden.

Im Innern von Quadermauern sind fehlende Ecken insoweit zulässig, als sie $^1/_8$ der Lagerfläche des betreffenden Steines nicht übersteigen, müssen aber sorgfältig ausgemauert. werden, ehe mit dem Versetzen fortgefahren wird.

Fundamentquader der unteren Schichte, insofern mehrere Fundamentquaderschichten aufeinander liegen, und die Schlußsteine je einer Quaderschichte müssen vollkantig sein.

Die Schablonen von gesimsten und sonst verzierten Quaderstücken hat der Unternehmer, ehe er mit deren Ausführung beginnt, der Genehmigung des bauleitenden Ingenieurs zu unterbreiten.

Brüstungen von Quadern werden sowohl in dem Lager als an den Stößen mit verdeckten Falzen zusammengesetzt.

Zu dem Quadermauerwerk gehören auch noch die inneren Dolendeckel. Diese sind Quader ordinärster Gattung, welche bloß am unteren Lager und an beiden Stoßflächen gespitzt, im übrigen aber mit dem Hammer auf die dem Plane entsprechenden Dimensionen gebracht werden. Die Dolendeckel werden auf ein Mörtellager gelegt und die Stoßfugen bis auf 15 cm von der Widerlagerkante weg in Mörtel gelegt, in der Mitte aber offen gelassen.

§ 59.

Mauerwerk aus Ziegeln.

Mauerziegel werden vor dem Vermauern in Wasser gelegt, so lange darin gelassen, bis keine Luftblasen mehr aus ihnen aufsteigen, und sodann

in regelmäßigen Schichten in doppeltem Verband mit wechselnden Fugen vermauert.

Die Weite der Fugen soll höchstens 12 mm betragen.

Bei Ziegelmauerwerk, welches ohne Verputz gelassen wird, sind im Haupte immer die an Gestalt und Beschaffenheit besten Ziegel zu verwenden; bei Ziegeln, welche für solches Mauerwerk nach besonderen Formen behauen werden müssen, sind die behauenen Flächen mit einem grobkörnigen Sandstein trocken abzuschleifen.

§ 60.

Besondere Vorschriften für die Ausführung von Gewölben.

Bei allen Gewölben müssen die Lagerfugen der Länge nach parallel durchgeführt und die Lagerflächen überall normal auf die innere Wölbungsfläche gerichtet werden.

Die Linien der Lagerfugen sind zu diesem Zwecke auf der Verschalung der Bogengerüste vorzureißen.

Die beiden Gewölbeschenkel sind bei allen Gewölben gleichzeitig und gleichmäßig von beiden Widerlagern aus aufzuführen, damit kein ungleicher Druck auf die Bodengerüste entstehe, und diese letzteren sind dem Drucke der Gewölbeschenkel entsprechend am Scheitel zu belasten.

Die Widerlager sind nur an den Gefällsbruchstellen von Objekten mit verschieden geneigten Teilen und bei Stufen der Fundaments- oder der Kämpferflächen zu trennen und stumpf zu stoßen.

Bei Gewölben aus Bruchsteinen sind die Schlußsteine, welche stets Durchbinder sein müssen, erst nachdem beide Gewölbeschenkel von beiden Seiten bis zum Schlusse aufgeführt sind, genau auf das Maß zu bearbeiten und mit der Handramme einzutreiben, bis das Gewölbe seine vollständige Spannung erhalten hat und das Bogengerüste entlastet ist.

Die einzelnen Gewölbesteine dürfen keinesfalls über die Gewölbeaufmauerung vorstehen und müssen daher, wenn sie länger sind, noch vor dem Versetzen abgeköpft werden.

§ 61.

Gewölbe aus lagerhaften Bruchsteinen.

Gewölbe aus lagerhaften Bruchsteinen werden aus mit dem Hammer und Zweispitz keilförmig bearbeiteten Steinen hergestellt.

Bezüglich des Verbandes, der Bearbeitung der Steine und der Weite der Lagerfugen gelten die vorerwähnten Vorschriften, insofern dieselben nicht durch die nachstehenden Bestimmungen abgeändert werden.

Ausschieferungen sind in den Gewölbeflächen unzulässig.

Die Lagerflächen sollen bis auf mindestens drei Viertel der ganzen Breite des Steines ohne erhebliche Höhlungen oder Vertiefungen sein.

Die Versetzsteine müssen nach der Tiefe des Gewölbes mindestens das $1^1/_2$fache Maß der Dicke des Steines haben.

Die erforderliche Anzahl der Durchbinder bestimmt die Bauleitung.

Nach je drei oder vier Schichten ist eine durchlaufende ebene Fläche normal zur inneren Gewölbefläche und mit der unteren Kante parallel zur Gewölbeachse herzustellen.

Dieselbe Ausgleichung soll bei beiden Gewölbeschenkeln in annähernd gleichen Abständen von der Widerlagerkante gehalten werden.

Nach Schließung des Gewölbes sind die Fugen noch mit flüssigem, hydraulischem oder magerem Mörtel auszugießen.

§ 62.

Gewölbe aus bearbeiteten Bruchsteinen.

Bei Gewölben aus bearbeiteten Bruchsteinen (Hausteinen oder Quadern) sind die einzelnen Steine nach dem Fugenschnitt keilförmig zu bearbeiten.

Hinsichtlich der Vermauerung, des Verbandes und der Fugenweite gelten bei Gewölben aus Schichtenmauersteinen die Vorschriften der §§ 51, 53 und 57, bei Gewölben aus Quadern die Vorschriften der §§ 51, 53 und 58.

Beim Versetzen aller Gewölbesteine in Gewölben von größeren Spannweiten sind die Lagerfugen auf 5 cm Tiefe von der Leibung einwärts offen zu lassen und erst später mit Mörtel auszufüllen, wenn das Gewölbe seine vollständige Senkung erlitten hat, um das Abdrücken von Ecken und Kanten in der Leibung zu verhindern.

Die erforderliche Anzahl der Durchbinder bestimmt die Bauleitung.

Die Gewölbestirnsteine sind mit sogen. Haken in das anschließende Stirnmauerwerk eingreifend herzustellen.

Ausnahmen hiervon bestimmt die Bauleitung.

§ 63.

Gewölbe aus Mauerziegeln.

Gewölbe aus Mauerziegeln bestehen in einer nach ihrer Dicke zu be messenden Anzahl von konzentrischen Ringen, deren Dicke im einzelnen der 1- oder $1^1/_2$fachen Länge eines Mauerziegels gleichkommt.

Die Schichten der einzelnen Ringe werden im einfachen Verbande angelegt und die Weite der Gewölbefugen muß in allen einzelnen Ringen gleich sein, so daß nur in gewissen Entfernungen die Gewölbefugen sämtlicher Ringe aufeinander treffen. Diese Stellen sind zur Herstellung eines Verbandes durch die ganze Gewölbedicke zu benutzen, indem eine aus vier Ziegelschichten im doppelten Verbande vermauerte, gemeinschaftliche Gewölbeschichte angelegt und auf dieser sofort wieder mit den einzelnen Ringen fortgefahren wird.

§ 64.

Aufmauerung (Nachmauerung) der Gewölbe.

Sobald die Gewölbe geschlossen sind, werden die Bogengerüste etwas gelüftet und die Gewölbe einige Tage lang sich selbst überlassen, damit die unvermeidliche Senkung und Zusammendrückung in den Fugen eintreten kann. Ist dies geschehen, so werden sie in der in den Arbeitsrissen bestimmten Weise mit rauhen Bruchsteinen oder ordinären Mauerziegeln von beiden Seiten gleichzeitig aufgemauert. Die nach beiden Seiten geneigten Oberflächen der Aufmauerung werden sodann im Sinne des § 65 abgedeckt.

Erst wenn die Aufmauerung vollendet ist, können die Bogengerüste ganz entfernt werden.

§ 65.

Abdeckung der Gewölbe.

Die Gewölbe müssen mit einem Überguß aus hydraulischem Mörtel oder Asphalt von der durch den bauleitenden Ingenieur in jedem besonderen Falle zu bestimmenden Art und der vorgeschriebenen Stärke bedeckt werden.

Dieser Überguß ist erst nach Entfernung des Lehrgerüstes und nach vollkommener Setzung des Gewölbes herzustellen. Ehe man den Mörtel anwendet, müssen die Fugen des Mauerwerkes vollständig freigelegt und seine Oberfläche gänzlich gereinigt werden, und zwar mittels eines Besens aus Eisendraht und durch Abspülung mit einer reichlichen Quantität Wasser.

Nachdem die Oberfläche des Gewölbes gereinigt ist und bevor sie alle Feuchtigkeit verloren hat, muß die Mörtelschichte in ihrer ganzen Dicke (6—10 cm) nach Vorschrift der Bauleitung aufgetragen werden.

Man preßt dieselbe mit flachen hölzernen Streichbrettern stark zusammen und glättet sie wiederholt mit der Maurerkelle.

Hierbei füllt man alle sich bildenden Risse sorgfältig aus.

Diese Arbeit wird am nächsten Tage neuerdings aufgenommen und so oft wiederholt, als notwendig ist, damit der Überguß des Gewölbes bei seiner vollständigen Erhärtung keine Spur von Spalten oder Rissen zeige.

§ 66.

Bearbeitung des Mauerhauptes.

Über die Art der Bearbeitung des Mauerhauptes, das ist der sichtbaren Flächen bei Maurer- und Steinmetzarbeiten, gelten folgende Regeln, über deren Anwendung im einzelnen Fall die Bauleitung das Nötige vorschreibt.

a) Bei Mauerwerk aus unregelmäßigen und lagerhaften Bruchsteinen, trocken oder in Mörtel, müssen die Kanten der Häupter der einzelnen Steine mit dem Maurerhammer sauber und flüchtig beschlagen werden.

An den Flächen der Häupter bleiben entweder die Bruchflächen der Steine als Bossen stehen, deren Vorsprünge annähernd gleich sein müssen und nicht abgespitzt, sondern mit dem Hammer abgeschlagen werden, oder es werden die Häupter rauh gespitzt. Die Fugen der Mörtelmauern werden von außen mit Portland-Zementmörtel verstrichen.

b) Bei Schichtenmauerwerk aus Bruchsteinen in Mörtel werden die Häupter der einzelnen Steine zwischen scharf abgegrenzten und in allen Schichten gleich breiten Schlägen reinlich gespitzt, gekrönelt oder gestockt.

Die Breite der Schläge darf nicht mehr als ein Zehntel der durchschnittlichen Höhe der Steine betragen, die Fugen werden mit Zementmörtel sauber ausgefüllt und verstrichen.

c) Bei Mauerwerk aus Quadern, trocken oder in Mörtel, werden die Häupter der einzelnen Steine, wenn sie mit Mauerwerk nach §§ 55, 56, 57 und 59 in Verbindung stehen, entweder nach den sub a gegebenen jeweiligen Vorschriften behandelt, oder sie werden zwischen Schlägen gespitzt und gestockt, oder sie erhalten Bossen zwischen Schlägen.

Für die Behandlung der Bossen und die Breite der Schläge gelten die sub a und b gegebenen Vorschriften.

Die Fugen werden mit Zementmörtel sauber ausgefüllt und verstrichen.

d) Bei Mauerwerk bloß aus Quadern und bei Zierstücken werden die Häupter entweder nach der sub c gegebenen Vorschrift behandelt, oder sie erhalten künstliche Bossen zwischen Schlägen, deren Form und Dimensionen in den Arbeitsrissen bestimmt werden, oder sie werden auch ganz glatt aufgeschlagen oder geschliffen. Die Fugen bleiben entweder auf 3 mm Tiefe offen oder sie werden sauber verstrichen.

e) Bei Mauerwerk aus Ziegeln werden die Fugen desselben mit hydraulischem oder Zementmörtel sorgfältig verstrichen.

f) Innere Mauerflächen bei Brücken oder Durchlässen erhalten in der Regel keine Bossen.

g) Die Gewölbeleibungsflächen aus Stein und aus Ziegeln werden nach den sub a, b, c, d und e gegebenen Vorschriften behandelt. Sie erhalten nie Bossen.

Der Unternehmer ist verpflichtet, die sichtbaren Flächen der vollendeten Maurer- und Steinmetzarbeiten nochmals zu überarbeiten, die Löcher der Gerüsthölzer so zu vermauern, daß sie dem Auge nicht bemerkbar sind, und Flecken von Mörtel und andere Unreinlichkeiten nötigenfalls unter Anwendung chemischer Mittel zu entfernen. Die Fugen müssen vor dem Verstreichen auf 2—3 cm Tiefe ausgekratzt, gereinigt und benetzt werden.

Bei Ziegelrohbau darf bei der Nachbearbeitung resp. dem Reinigen in keinem Falle die durch das Brennen hervorgebrachte Glasur der Ziegel angegriffen werden.

Bei Quader- und Ziegelmauerwerk bleibt der Fugenmörtel 3 mm hinter den Häuptern der Steine zurück und wird in dieser Tiefe festgestrichen.

Bei den übrigen Mauerwerksgattungen aber wird der Fugenmörtel über das Haupt vorspringend in gleicher Breite aufgetragen, dann mit der Kelle fest in die Fugen eingedrückt, ausgestrichen und geglättet.

Beim Verbrämen dürfen jedoch keine scharfen Kanten oder künstliche Fugen mit dem Fugenmörtel hergestellt werden, auch müssen beim Verstreichen der Fugen die Häupter der Steine rein erhalten werden.

§ 67.

Anpassen und Befestigen von Eisenteilen.

Überall, wo zur Verstärkung des Verbandes von Mauerwerk Eisen angewendet oder Guß- oder Schmiedeeisenteile mit der Mauer in Verbindung gebracht werden, ist der Unternehmer verpflichtet, dieselben ohne besondere Entschädigung einzulassen, einzubohren, in Mörtel einzulegen oder einzugießen; ebenso diejenigen Eisenteile, welche dazu dienen, andere Arbeiten an Mauerwerk und Steinmetzarbeiten zu befestigen.

Müssen Eisenteile, welche an Mauerwerk anzupassen sind, mit Schwefel oder Blei eingegossen werden, so werden die hierzu verwendeten Materialien nicht besonders vergütet, sondern ist in dem Preise auch die Montierung jedesmal inbegriffen.

d) Ausmaß und Berechnung.

§ 68.

Ausmaß und Berechnung.

Gelieferte Steine, Schotter, Sand, Kalk, Betonmauerwerk werden nach Kubikmeter gemessen und berechnet, und zwar:

Bei Mauerwerk nach §§ 47, 52, 54—59 durch direktes Ausmaß der Dimensionen der hergestellten Arbeiten, bei Gewölben aber dadurch, daß die Mittellinie zwischen der äußeren und inneren Gewölbelinie mit dem arithmetischen Mittel zwischen der Gewölbedicke am Schluß und am Widerlager und der so erhaltene Querschnitt mit der Länge des Gewölbes multipliziert werden.

Bei einzelnen Quadern von nicht einfach parallelepipedischer Gestalt wird der kubische Gehalt nach dem Gehalte des kleinsten Parallelepipedes bestimmt, innerhalb dessen der betreffende Stein verzeichnet werden kann.

Ausnahmen von diesen Bestimmungen finden bei größeren Quaderstücken statt, auf deren Gestalt schon beim Brechen Rücksicht genommen werden kann, wie beispielsweise bei runden Vorköpfen an Brückenpfeilern.

Bei keiner Art von Quadern wird ein Bruchzoll im Ausmaße berücksichtigt. Die Entschädigung für die im § 30 vorgeschriebene Behandlung des Mauerhauptes ist in dem Preise der verschiedenen Mauerwerksgattungen inbegriffen und es wird für die Bearbeitung der sichtbaren Flächen und das Verfugen des Mauerwerkes keinerlei separate Vergütung geleistet.

Die Abdeckung der Gewölbe wird pro Quadratmeter berechnet.

Für das Anarbeiten der Hacken an die Gewölbestirnsteine wird keine besondere Entschädigung in Anrechnung gebracht; ebenso wird für das Kubikmaß der Mauerwerksbossen keine Vergütung geleistet.

Sickerschlitze in Mörtelmauern sind ohne besondere Vergütung nach Anordnung der Bauleitung auszuführen und mit hydraulischem Mörtel auszustreichen.

Ein Abzug des Mauerwerkes für diese Öffnungen findet nicht statt.

Deckschichten bei Stütz- und Futtermauern werden in das Ausmaß der Mauern einbezogen; für die erschwerte Bearbeitung wird eine Entschädigung pro lfd. Meter Deckschichte geleistet.

In den betreffenden Preisen ist bei freiliegenden Deckschichten von Stützmauern die Entschädigung für die Lieferung größerer Steine in bestimmten Entfernungen zur Aufnahme der eisernen Geländersäulen inbegriffen.

Gelieferte Materialien zum Vergießen von Eisenarbeiten (Schwefel und Blei) werden nicht berechnet, sondern sind in dem Preise für Lieferung und Montierung inbegriffen.

8. Zimmerarbeiten.

§ 69.

Zimmerholzgattungen.

Zu den verschiedenen Baukonstruktionsteilen sollen in der Regel nur folgende Holzgattungen verwendet werden:

die Lärche,
die Föhre (Kiefer,
die Rottanne,
die Weißtanne,
die Eiche,
die Rotbuche.

§ 70.

Beschaffenheit und Bedingungen der Verwendung der Zimmerhölzer.

Alle zu Zimmerarbeiten bestimmten Hölzer müssen gerade gewachsen, vollkommen gesund und fehlerfrei sein. Sie müssen, sofern sie nicht zu Hilfskonstruktionen, Gerüsten u. dergl., oder unter Wasser verwendet werden, in hohen, trockenen Lagen und nicht in fetten, nassen Gründen aufgewachsen und in der Jahreszeit geschlagen sein, in welcher kein Safttrieb stattfindet. Sie müssen, wenn sie zu definitiven Konstruktionen außer Wasser angewendet werden sollen, mindestens ein Jahr vor ihrer Verwendung geschlagen und gehörig ausgetrocknet sein.

Vorräte von rohen oder zugerichteten Bauhölzern werden auf Unterlagen, welche sie von der Bodenfeuchtigkeit isolieren, mit zwischengelegten Holzstücken so aufgeschichtet, daß sie überall von der Luft bestrichen werden können; durch Bedecken sind sie vor Sonne und Regen zu schützen.

Eichenhölzer, sofern sie nicht zu Hilfskonstruktionen oder unter Wasser verwendet werden, müssen, sobald sie gefällt sind, auf die erforderlichen Maße roh zugerichtet und, wo sich Gelegenheit hierzu bietet, je nach ihrer Stärke auf zwei oder mehrere Wochen in Wasser gelegt werden, um durch Entziehen des Gerbstoffes das Austrocknen derselben zu beschleunigen.

Rotbuchenhölzer dürfen nur unter Wasser oder zu Hilfskonstruktionen in ihrem natürlichen Zustande, in allen anderen Verhältnissen aber nur unter der Bedingung verwendet werden, daß sie nach einem von der Bauleitung gut geheißenen Verfahren präpariert und dadurch gegen Fäulnis und Wurmfraß geschützt werden.

Alle zu definitiven Konstruktionen außer dem Wasser bestimmten Zimmerhölzer müssen vom Splint befreit werden.

§ 71.

Bearbeitung der Zimmerhölzer.

Die zur Verwendung kommenden Zimmerhölzer müssen die in den Plänen vorgeschriebenen Dimensionen nach allen Richtungen besitzen.

Für Baugerüste aller Art, welche nur für vorübergehende Zwecke errichtet werden, können Rundhölzer oder roh beschlagene oder gesägte Hölzer verwendet werden, wobei auf das Vorhandensein der im vorstehenden Paragraphen geforderten Eigenschaften nur insoweit gesehen wird, als die Solidität der Gerüste dieses notwendig macht.

Die Zimmerhölzer für Bogenrüstungen zu kleinen Gewölben, dann Leitpfähle und Zangen für Spundwände, endlich Spundplanken müssen sauber beschlagen oder gesägt sein.

Die Zimmerhölzer zu größeren Gewölben sowie für definitives Zimmerwerk, welches dem Auge entzogen wird, müssen genau auf die in den Werk-

rissen angegebenen Maße rechtwinklig und flüchtig behauen und gesägt sein. Fehlende Kanten werden nur mit den von der Bauleitung festzusetzenden Beschränkungen gestattet.

Zu Tragpfählen für Pfahlgründungen sind vorzugsweise gesunde und gerade gewachsene Rundhölzer, von der Rinde und allen Unebenheiten befreit, zu verwenden.

Die Hölzer für sichtbares definitives Zimmerwerk, dann für Röste, Plankenböden, Wände und Böden von Senkkästen müssen vollkommen rein, ohne auffallende Äste und Risse und überall vollkantig sein. Sie werden an ihren sichtbar bleibenden Flächen gehobelt.

Verzahnte Balken müssen beim Einschneiden der Zähne aufgebogen werden, damit sie sich, wenn sie ihre Belastung empfangen haben, nicht unter die Horizontale senken.

Der Biegungspfeil beträgt für mäßige Belastungen 0,01, für starke Belastungen 0,02 der Länge.

Die Schablonen von Gesimsen und ausgeschnittenen Holzteilen hat der Unternehmer in natürlicher Größe aufzuzeichnen und, ehe er mit der Bearbeitung derselben beginnt, der Genehmigung der Bauleitung zu unterstellen.

§ 72.
Ausführung des Zimmerwerkes im allgemeinen.

Zimmerwerke aller Art müssen auf gehörig geebneten Werkplätzen, Röste und Plankenböden, Böden und Wände von Senkkästen, Bogenrüstungen und Dachwerke auf horizontal liegenden Reißböden aufgerissen, angelegt, abgebunden und so vollkommen zusammengepaßt werden, daß sie beim Aufschlagen und Zusammensetzen keinerlei Nacharbeit bedürfen.

Zum Aufschlagen und Zusammensetzen darf nicht eher geschritten werden, als bis die einzelnen Stücke von dem bauleitenden Ingenieur untersucht und gut befunden worden sind. Einstückelungen fehlerhaft gearbeiteter Hölzer werden nicht geduldet.

§ 73.
Gerüste und Hilfskonstruktionen.

Bei Gerüsten und Hilfskonstruktionen aller Art kommt in Betracht, ob sie von dem Unternehmer

a) für eigene Zwecke, das ist für die Ausführung von Bauten, deren Unternehmer er ist, oder

b) für Zwecke der Bauleitung hergestellt werden.

Im ersten Falle ist es Aufgabe des Unternehmers, den Umfang, die konstruktive Anordnung und die Dimensionen solcher Gerüste nach seinen Bedürfnissen zu bestimmen; der Bauleitung steht es aber zu, an denselben diejenigen Veränderungen, Ergänzungen und Verstärkungen anzuordnen, welche sie im Interesse der Beschleunigung, der Genauigkeit, der Solidität des Baues, sowie der Sicherheit der bei demselben beschäftigten Arbeiter für notwendig erachtet.

Der Unternehmer bleibt jedoch in jedem Falle für alle vorkommenden Schäden und Unglücksfälle, welche infolge eines teilweisen oder gänzlichen Gerüsteinsturzes sich ergeben sollten, verantwortlich und ersatzpflichtig.

Wenn solche Gerüste gleichzeitig mit der Ausführung oder nach Vollendung der Arbeiten, für welche sie bestimmt sind, für die Ausführung anderer, mit denselben in Verbindung stehender, aber entweder von der Bauleitung in eigener Regie oder von anderen Unternehmern herzustellender Arbeiten benutzt werden können oder müssen, so ist der Unternehmer der Gerüste verpflichtet, gegen eine von der Bauleitung festzusetzende Entschädigung dieses zu gestatten und, sofern es verlangt wird, seine Gerüste bis nach Vollendung der fraglichen Arbeiten bestehen zu lassen und zu erhalten.

Im zweiten Falle werden die Gerüste nach den von den Organen der Bauleitung gegebenen Arbeitsrissen und Vorschriften ausgeführt.

§ 74.
Ausführung von Pfahlgründen.

Bei Pfahlgründen werden die Tragpfähle oder Piloten am dünnen Ende, je nach der Beschaffenheit des Pfahlgrundes, entweder zugespitzt und angebrannt oder mit einem vollkommen genau anzupassenden gußeisernen Pfahlschuh versehen, am dicken Ende genau winkelrecht und eben abgeschnitten, etwas abgekantet und mit einem genau anzupassenden Pfahlringe versehen, über welchen das abgeschnittene Ende des Pfahles etwa 15 mm vorsteht.

Die Pfähle werden mit einem Rammklotz eingetrieben, dessen Gewicht im Verhältnisse zu dem Gewicht des Pfahles stehen und ungefähr 750 kg auf jeden Kubikmeter des Pfahles betragen muß. Die Fallhöhe soll immer 1,6 m sein. Mit dem Rammen wird so lange fortgefahren, bis der Tragpfahl auf 100 Schläge nicht mehr über 30 mm eindringt.

Bei Pfahlwerken, welche bedeutende Lasten zu tragen haben, müssen auf Verlangen der Bauleitung alle einzelnen Pfähle, nachdem sie auf diese Weise eingerammt sind, noch einmal mit je 100 Schlägen nachgerammt werden, damit auch diejenigen, welche durch das Einrammen benachbarter Pfähle gelockert worden sein könnten, einen festen Stand erhalten.

Piloten, welche beim Rammen beträchtlich nach der Seite ausweichen und abnorme Richtung annehmen, müssen ausgezogen und von neuem eingerammt, nötigenfalls durch frische ersetzt werden; ebenso Pfähle, von welchen sich während des Schlagens vermuten oder wahrnehmen läßt, daß sie Risse erhalten haben.

Wenn die Rammarbeiten vollendet sind, werden alle Tragpfähle mit der Pfahlsäge unter Wasser in der vorgeschriebenen Höhe vollkommen eben abgeschnitten.

Spund- und Leitpfähle zu Spundwänden werden wie die Tragpfähle unten zugespitzt und angebrannt oder mit Schuhen versehen.

Sie werden entweder genutet oder sorgfältig und gut zusammengepaßt.

Es werden erst die Leitpfähle auf die erforderliche Tiefe geschlagen, hierauf an dieselben zwei bis drei Hilfszangenpaare angeschraubt, welche als Führungen der Spundpfähle zu dienen haben, und zwischen diese Zangen und die Leitpfähle die Spundpfähle je einer Wandlänge eingestellt und eingerammt.

Beim Einrammen der Spundpfähle ist so vorzugehen, daß die einzelnen Pfähle während der Rammarbeit durchschnittlich immer auf gleicher Höhe stehen; es dürfen also nicht die einzelnen Pfähle der Reihe nach festgerammt werden, sondern, nachdem ein Pfahl um ca. 60—80 cm Tiefe eingedrungen ist, muß der anstehende Pfahl auf dieselbe Tiefe nachgetrieben werden und in dieser Art von Pfahl zu Pfahl die Rammarbeit fortgesetzt und dann wieder aufgenommen werden, bis alle Pfähle feststehen.

Die Rosthölzer werden auf halbe Holzdicke überplattet.

Dielenböden werden aus passend aneinandergefügten Pfosten von vorgeschriebener Holzstärke zusammengesetzt; Röste werden event. auch auf die Piloten aufgezapft.

Die einzelnen Hölzer der Böden und Wände von Senkkästen werden vollkommen genau zusammengehobelt, mittels Bolzen, welche in der Holzdicke liegen, verschraubt und dicht kalfatert.

§ 75.

Aufstellung und Ausschalung von Bogenrüstungen.

Bogenrüstungen müssen vollkommen unnachgiebige Unterstützungen und solide Querverstrebungen erhalten.

Sie können bei kleineren Objekten auf Keile von Eichenholz und müssen bei großen Brücken auf Schraubenapparate gestellt werden.

Bei Bogenrüstungen für größere Gewölbe müssen die einzelnen Hölzer mit der größten Sorgfalt abgebunden, zusammengepaßt und, wenn es verlangt wird, durch Bleche, welche in die Stoßfugen einzulegen sind, gegen das Eindrücken der Stirnflächen in das Langholz gesichert werden.

Die Verschalung von Bogengerüsten für Gewölbe aus kleinen Bruchsteinen oder Mauerziegeln besteht aus 3 cm dicken Brettern von 25 cm Breite, für Quadergewölbe aus Hölzern von quadratischem Querschnitt und 12 cm Dicke, von denen je eines unter jede Gewölbeschichte zu liegen kommt.

Beim Ausschalen der Gewölbe muß das ganze Bogengerüste durch gleichzeitiges Lüften aller Keile resp. Drehen der Schraubenapparate gleichmäßig gesenkt werden. Die Lüftung sowie die vollständige Ausschalung dürfen nicht eher vorgenommen werden, als bis der bauleitende Ingenieur die Erlaubnis dazu gegeben hat.

§ 76.

Aufstellung des definitiven Zimmerwerkes ohne Anstrich.

Die Aufstellung von definitivem Zimmerwerk darf, wenn dasselbe ohne Anstrich bleibt, nur bei trockener Witterung geschehen, damit die sichtbaren Flächen desselben nicht durch die Manipulation bei Regen und Kot beschmutzt und unansehnlich werden. Ist dies bei der Aufstellung nicht zu vermeiden,

so müssen alle sichtbaren Flächen rein abgewaschen oder, wo dieses nicht genügt, überhobelt werden.

§ 77.

Einlassen und Befestigen von Eisenteilen.

Alle zur Verstärkung, Zusammensetzung und Befestigung des Zimmerwerkes erforderlichen Guß- und Schmiedeeisenteile hat der Unternehmer ohne besondere Entschädigung einzulassen, einzubohren und zu befestigen.

§ 78.

Anstrich.

Für den Anstrich der Zimmerarbeiten geben die besonderen Bestimmungen für Anstreicherarbeiten die nötigen Vorschriften.

Zimmerarbeiten aller Art dürfen nicht eher angestrichen werden, als bis die Austrocknung der Hölzer vollständig erfolgt ist, bei Holzkonstruktionen, welche der Witterung ausgesetzt sind, in der Regel nicht vor Ablauf eines Jahres von der Aufstellung an gerechnet. Der Anstrich darf nur in den warmen Sommermonaten vorgenommen werden.

Holzteile, denen nach vollendeter Aufstellung des Zimmerwerkes nicht mehr beizukommen ist, müssen teils vor, teils während der Aufstellung angestrichen werden.

§ 79.

Ausmaß und Berechnung.

Gerüste und Hilfskonstruktionen aller Art, mit Ausnahme der Gewölberüstungen, werden nur in dem in § 73 b benannten Falle besonders berechnet, sonst sind sie als zu der Arbeit, zu deren Ausführung sie dienen, gehörig zu betrachten und werden nicht besonders bezahlt.

Gewölberüstungen werden nach dem laufenden Meter der Objektslänge oder pauschaliter vergütet. Ausschließlich des Falles § 73 b bleiben auch alle zu solchen Konstruktionen verwendeten Materialien Eigentum des Unternehmers und fallen, soweit und in dem Zustande, in welchem sie noch vorhanden, nach Vollendung des Baues an denselben zurück.

Diejenigen Zimmerarbeiten, welche Bestandteile der definitiven Bauobjekte bilden, werden nach dem Kubikflächen- oder Längenmaße berechnet.

Bei Tragpfählen, Leitpfählen und Spundplanken werden nicht nur die wirklich verwendeten Teile, sondern auch deren Abfälle berechnet.

Bei allen andern Teilen von Zimmerwerk werden Abfälle nicht berücksichtigt, Einschnitte und Ausschnitte hingegen, soweit sie zur Verbindung der einzelnen Konstruktionsteile und zur Bearbeitung derselben nach den vorgeschriebenen Formen und Profilen notwendig sind, nicht in Abzug gebracht.

Bei verjüngten Hölzern, wie Pfählen von Rundholz, ist unter dem in den Plänen bestimmten Durchmesser oder Querschnitt der mittlere Durchmesser oder Querschnitt des betreffenden Holzstückes zu verstehen, nach welchem auch das Ausmaß geschieht.

Das Einrammen von Tragpfählen und Spundwänden wird besonders vergütet.

9. Eisen- und Metallarbeiten.

§ 80.

Beschaffenheit der Eisenmaterialien.

Alles bei Baukonstruktionen zur Verwendung kommende Gußeisen muß von grauem, feinkörnigem und gleichartigem Bruche sein, mit dem Meißel und mit der Feile leicht bearbeitet und mit dem Hammer gerichtet werden können.

Alle Sorten von gewalztem oder geschmiedetem Eisen, welche zur Erzeugung von Nägeln, Nieten, Schrauben, Bolzen und Schließen verwendet werden, müssen von besonders zähem, sehnigem Gefüge und im kalten wie im warmen Zustande gut hämmerbar sein. Sie dürfen beim Umbiegen unter scharfen Winkeln und Wiedergeraderichten keine Risse zeigen und müssen eine absolute Festigkeit von 3800 kg pro cm^2 Querschnitt besitzen.

§ 81.

Bearbeitung.

Alle Gußbestandteile müssen vollkommen rein und scharf geformt sein und dürfen keine Löcher, Blasen, Risse, Unebenheiten oder andere, ihre Festigkeit oder ihr gutes Aussehen beeinträchtigende Mängel besitzen. Sie müssen rein geputzt, mit Meißel und Feile von allen Angüssen und Gußnähten sorgfältig und sauber befreit werden.

Alle Sorten von gewalztem und geschmiedetem Eisen müssen auf ihre ganze Ausdehnung genau die vorgeschriebenen Dimensionen und Querschnitte besitzen, rein ausgewalzt oder geschmiedet sein und nirgends Risse oder andere Fehler zeigen.

Bei Schweißungen sollen die zusammengeschweißten Stücke auf die ganze Ausdehnung der Schweißfugen innig miteinander verbunden sein und weder äußerlich noch innerlich Risse oder Abblätterungen vorkommen.

Geschweißte Walz- oder Schmiedeeisensorten müssen an der Schweißstelle dieselbe Widerstandsfähigkeit besitzen, wie in ihren übrigen Teilen. Schrauben und Bolzen müssen genau in die für sie bestimmten Öffnungen passen.

Sie sind nach dem Withworthschen System zu schneiden und erhalten die in den Plänen angegebenen Dimensionen und Formen der Köpfe und Muttern. Die Gewinde müssen rein, hinreichend lang und bei allen Schrauben und Bolzen von gleicher Stärke gleich geschnitten werden, so daß Muttern und Schrauben nach Belieben verwechselt werden können.

Die Muttern dürfen weder zu fest noch zu locker auf den Gewinden laufen. Köpfe und Muttern müssen, wenn sie zur Verschraubung von Eisenteilen dienen, auf den Flächen, mit welchen sie dieselben berühren, abgedreht werden. Wenn die Muttern fest angezogen sind, so sollen mindestens anderthalb Gewinde über dieselben vorstehen. Diese Vorsprünge werden sodann mit der Feile sauber abgerundet.

Die zur Verwendung kommenden gußeisernen Muffenröhren müssen auf 20 Atmosphären geprüft sein. Die Dichtung der Muffen erfolgt mit Hanfstricken und Blei. Ebenso müssen die Wasserschieber auf obigen Druck

geprüft und in ihren Eisen- und Metallbestandteilen mit der größten Sorgfalt gearbeitet sein.

§ 82.

Verkittung und Anstrich.

Für die Verkittung und den Anstrich von Eisengegenständen geben die besonderen Bestimmungen der Bedingnisse für Anstreicherarbeiten die erforderliche Anleitung.

Eisenteile, denen nach vollendeter Zusammensetzung oder Aufstellung nicht mehr beizukommen ist, müssen teils vor, teils während der Zusammenstellung und Aufstellung angestrichen werden.

§ 83.

Abwägung und Berechnung.

Eisenarbeiten werden nach dem Gewichte in Kilogramm berechnet.

Die Erhebung der Gewichte der gelieferten Eisenteile geschieht durch die Bauleitung mittels Abwägens an der Baustelle.

Für Walzeisensorten, Schrauben, Bolzen und dergl. wird event. ein Normalgewicht pro Stück durch Abwägung einer Anzahl von Stücken bestimmt, welche genau die vorschriftsmäßigen Dimensionen besitzen.

10. Anstreicherarbeiten.

§ 84.

Materialien.

Zum Anstrich von Bauten und Baubestandteilen, welche der Witterung ausgesetzt sind, wird in der Regel Ölfarbe angewendet. Dieselbe besteht:

a) aus Leinöl, welches zur Beförderung des Trocknens dem Gewichte nach mit 0,03 Bleiglätte abgekocht worden ist;
b) aus den je nach Umständen zu wählenden Farbmaterialien.

Öl und Farbmaterialien werden zusammen fein und glatt abgerieben, wenn sie in größeren Vorräten aufbewahrt werden sollen, durch aufgegossenes Wasser gegen den Zutritt der Luft geschützt und erst vor der Verwendung nach Erfordernis mit Öl verdünnt.

In besonderen Fällen wird auch Teer zum Anstrich verwendet.

§ 85.

Verfahren beim Anstreichen.

Jeder Ölanstrich muß dreimal aufgetragen werden; es darf jedoch der folgende Auftrag nicht vorgenommen werden, ehe der vorhergegangene vollständig getrocknet ist.

Zu Anstreicherarbeiten unter freiem Himmel muß immer anhaltend trockene, warme Witterung abgewartet werden.

Ehe mit dem Auftrag der Farbe begonnen wird, müssen die anzustreichenden Flächen sorgfältig abgescheuert, von allen Unebenheiten, Rauheiten und Unreinigkeiten befreit und gut abgetrocknet werden.

Bei zusammengesetzten Konstruktionen werden diejenigen Berührungs- und anderen Flächen, welchen nach erfolgter Zusammensetzung und Aufstellung

nicht mehr beizukommen ist, noch vorher und für sich allein mit einem einmaligen soliden Grundanstrich versehen.

Nach der Zusammensetzung und Aufstellung folgt der Grundanstrich aller sichtbaren Flächen; wenn dieser abgetrocknet ist, die Verkittung und auf diese der zweite Anstrich. Dem dritten Anstrich muß eine sorgfältige Ausbesserung aller etwa schadhaften oder schwachen Stellen des zweiten Anstriches vorhergehen.

Wird mit dem dritten Anstrich keine vollständige Deckung des anzustreichenden Gegenstandes erzielt, so kann der Unternehmer, ohne hierfür Entschädigung beanspruchen zu können, zu einem vierten angehalten werden.

Teeranstrich muß in vollkommen heißem Zustande auf trockenes, gereinigtes Holz mindestens zweimal sattsam aufgetragen werden.

§ 86.
Anstrich auf Holz.

Holzkonstruktionsteile an Brücken, Barrieren, Warnungstafeln etc. werden mit einer aus Ocker und reinem Bleiweiß gemischten Farbe nach Angabe der Bauleitung angestrichen.

Zum Anstrich der Berührungs- oder später verdeckten Flächen bei zusammengesetzten Konstruktionen, sowie zum Grundanstrich der sichtbaren Flächen wird eine sehr verdünnte Farbe verwendet und möglichst heiß aufgetragen.

Bei Brückenkonstruktionen darf zum äußeren Anstrich der Holzteile nicht eher geschritten werden, als nachdem diese vollständig ausgetrocknet sind, in der Regel erst im Sommer des auf die Zusammensetzung und Aufstellung der betreffenden Konstruktion folgenden Jahres.

Der Grundanstrich der äußeren Flächen muß mit einem steifen Pinsel so aufgetragen werden, daß er in alle Unebenheiten, Fugen und Ritzen eindringt. Die Verkittung geschieht mit Glaserkitt aus Leinöl und Kreide, welcher mit einem Spatel fest in alle Ritzen und Öffnungen eingestrichen und äußerlich geglättet wird.

Zum zweiten und dritten Anstrich wird dickere Farbe verwendet.

§ 87.
Anstrich auf Eisen.

Eisenkonstruktionsteile erhalten einen Grundanstrich aus Mennige (Minium), nicht mehr verdünnt als die beiden folgenden.

Mit diesem Anstrich werden zunächst und vor der Zusammensetzung und Aufstellung der Konstruktion alle Berührungs- und sonstigen Flächen versehen, denen später nicht mehr beizukommen ist, nach erfolgter Zusammensetzung auch sämtliche sichtbare Flächen der Konstruktion.

Zur Verkittung aller Unebenheiten und Fugen wird ein aus Mennige (Minium) und Leinöl bereiteter Kitt verwendet.

Zum zweiten und dritten Anstrich wird eine graue Farbe nach Weisung der Bauleitung benutzt.

Beim Auftragen des Grundanstriches und bei der Verkittung ist mit derselben Sorgfalt zu verfahren, wie bei Holzkonstruktionen.

§ 88.

Ausmaß.

Das Ausmaß der Anstreicherarbeiten geschieht nach Quadratmetern und wird dasselbe für die in jedem einzelnen Falle wirklich angestrichene Fläche nach den Regeln der Geometrie bestimmt.

Nachträge zur Baudurchführung von Talsperrenmauern.

Die Vermauerung der Bruch- und Werksteine kann, wie dies beispielsweise bei den Jaispitzer und bei den Vogesenstauweihern der Fall war, von Gerüsten aus erfolgen, oder aber wie bei den meisten neueren Bauten in Deutschland durch direkte Zufuhren der Mauersteine mittels Rollbahnen auf die Verwendungsstelle. Diese letztere Methode wird sich als die billigere insbesondere bei höheren Mauern, also größeren Basisbreiten und dort empfehlen, wo ein langsam abbindender Mörtel verwendet wird, wie dies z. B. beim Traßmörtel der Fall ist, der in Deutschland allgemein Anwendung findet. Der Traßmörtel bleibt über einen Tag lang brauchbar, bindet langsam ab, ist sehr plastisch und elastisch, so daß das Arbeiten sowie der Transport mittels Rollbahnen auf dem frischen Mauerwerkskörper selbst bis zu gewissen Grenzen unbedenklich erscheint, was beim Portland- und Romanzementmörtel nicht in dem Maße der Fall ist. Schnellbindende Zemente dürfen für das Talsperrenmauerwerk selbst überhaupt nicht zur Verwendung gelangen. Überhaupt sind vor der Verwendung der einlaufenden Sendungen der hydraulischen Bindemittel jederzeit Stichproben über Volumsbeständigkeit, Wasserdurchlässigkeit etc. an der Baustelle durchzuführen.

Dem Traßkalkmörtel werden nebstdem noch die Vorzüge großer Dichtigkeit und Billigkeit, sowie seine Eignung als guter Luftmörtel zugeschrieben. Nachdem der Mörtel bis zu 14 Tage und darüber plastisch bleibt, ist auch die Bildung von durch die Setzung bedingten Rissen und Sprüngen so gut wie ausgeschlossen. Der Traßmörtel selbst bestand bei dem Lauchensee-Weiher aus einem Gemenge von 1 Teil Traßmehl, 1 Teil Fettkalk mit 3 Teilen Sand.

Bei den Reichenberger Talsperren hat Intze ebenfalls die Verwendung von Traß (und zwar nur aus dem Nettetal der Rheinprovinz) vorgeschrieben. Dieser Mörtel besteht aus 1 Teil Zementmörtel und 1 Teil Traßmörtel in dem Mischungsverhältniß:

a) Traßmörtel: 1 Teil Fettkalkbrei, $1^1/_2$ Teile bestes blaugraues Plaidter Traßmehl und $1^3/_4$ Teile gewaschener scharfkantiger Sand;
b) Zementmörtel: 1 Teil Portlandzement und 3 Teile Sand.

(Andere Mörtelmischungsverhältnisse siehe bei den ausgeführten Stauweiheranlagen!)

Bezüglich der Eigenschaften des Traßmehles wird vorgeschrieben, daß dasselbe auf einem Siebe von 900 Maschen pro cm^2 dem Gewichte nach einen Rückstand von höchstens 20 %, auf einem von 5000 Maschen höchstens 50 % ergeben soll. Es soll ferner wenigstens 7 % chemisch gebundenes Wasser enthalten und muß in konzentrierter Schwefel- oder Salzsäure zu $^2/_3$ seines Gewichtes löslich sein. Probekörper aus einer Mischung von $1^1/_2$

Raumteilen Traßmehl, 1 Raumteil Kalkbrei und 2 Raumteilen Sand sollen nach einer Erhärtungsdauer von 1 Tag an der Luft und 27 Tagen unter Wasser als Durchschnitt aus 10 Proben eine Zugfestigkeit von 10 kg pro cm^2 besitzen.

Nach Ansicht Prof. Intzes sollen reine Zementmörtel (ohne Traß) insoweit Nachteile besitzen, als „bei der Bauausführung eine zu rasche Erhärtung eintritt, was bei Herstellung so gewaltiger Mauermassen nicht erwünscht ist, und die Elastizität, die Beweglichkeit und die Dichtigkeit nicht derartige sind, wie man dies für so große Mauern, die den erheblichsten Temperaturschwankungen und besonders Druckschwankungen ausgesetzt sind, wünschen muß“. Das aufgetauchte Bedenken, daß bei sehr starken Mauern in deren inneren Partien eine vollkommene Erhärtung des Traßkalkmörtels nicht oder erst nach sehr langer Zeit eintritt, widerlegte Intze durch Vorlage verschiedener alter Mörtelproben aus diversen Talsperren.

Die Untersuchung ergab, daß selbst bei einem erst 9 Monate alten Mörtel (Enneper Sperre) sowohl die Erhärtung eine vorzügliche ist, als auch eine wirkliche Bildung von kieselsaurem Kalk ohne Vorhandensein von Kohlensäure eingetreten ist und nur an den äußeren Schichten sich unter der Einwirkung der Luft etwas kohlensaurer Kalk gebildet hat.

Während bei seinen früher ausgeführten Talsperren in Deutschland nur Traß, Kalk und Sand verwendet wurde, hat Intze bei den schlesischen und böhmischen Sperren dem Mörtel auch noch Zement zugesetzt. Andere ältere deutsche Stauweihermauern, z. B. die Vogesensperren, wurden meist nur mit Portlandzement, hydraulischem Kalk und Sand gemauert.

Rücksichtlich der Herstellung der Fundamentsohle wurden in den neuesten Baubedingungen der Reichenberger Talsperren noch folgende Punkte aufgenommen.

Die Fundamentsohle soll, soweit dies praktisch durchführbar ist, in Absätzen derart hergestellt werden, daß die Mauerung in Schichten hergestellt werden kann, die nahezu senkrecht zu der Drucklinie im Innern des Mauerwerkes gerichtet sind.

Nachdem der felsige Untergrund bis auf die entsprechende Tiefe ausgehoben ist, soll die Fundamentsohle in den event. vorhandenen Klüften und Rissen durch Ausspritzen mittels einer Druckwasserleitung (mindestens 2 Atmosphären Druck) gereinigt und sonst im ganzen sorgfältig abgewaschen werden. Hierauf sind die gereinigten Klüfte, Risse und Spalten auf das sorgfältigste mit Zementtraßmörtel (1 Teil Zement, 2 Teile Sand und $^1/_2$ Teil Traßmehl) auszugießen. Eine Wasserströmung in der Fundamentgrube, wodurch ein Auswaschen dieser Fugen eintreten könnte, muß durch sorgfältiges Trockenhalten derselben vermieden werden. Unvermeidliche Unebenheiten in der Fundamentsohle sind, soweit erforderlich, mit Beton aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand, $^1/_2$ Teil Traßmehl und 6 Teilen Schotter in den notwendigen zackigen Absätzen auszugleichen. Dieser Beton muß entweder unter Wasser gesetzt oder täglich gehörig genäßt werden und hinreichend erhärtet sein, bevor mit der Aufmauerung begonnen wird.

Vor Beginn der letzteren ist überdies die Betonoberfläche mit der Spitzhacke aufzurauhen, um einen guten Verband zu erzielen.

Sollten sich an einzelnen Stellen der Fundamentgrube Quellen zeigen, so sind dieselben in geeigneter Weise durch vertikal placierte Steinzeugröhren von ca. 100 mm Lichtweite zu fassen und mit dem um sie herum aufzuführenden Mauerwerk so weit zu verlängern, bis der Wasserandrang aufhört.

Nach genügender Erhärtung des Mauerwerkes sind diese Röhren mit Zementtraßmörtel aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und $^1/_2$ Teil Traßmörtel sorgfältig zu vergießen.

Bezüglich der Ausführung des Talsperrenmauerwerkes sind besonders nachstehende Bedingungen hervorzuheben:

Während das Innenmauerwerk mit dem früher erwähnten Traßmörtel herzustellen ist, sollen die äußeren Steinschichten der Mauer an der Luftseite, ferner das Mauerwerk der Verblendungsmauern an der Wasserseite, der Schiebertürme, Schieberhäuser, Rohrstollen etc. in einem fetteren Mörtel, bestehend aus 1 Teil Traßmörtel und 1 Teil Zementmörtel (1 Teil Zement, 2 Teile Sand), gemauert werden.

Zur Herstellung der Mörtel sind je 2 Mörtelmaschinen getrennt (als Reserve) in Betrieb zu nehmen. Bei der Vermauerung darf der Mörtel nicht durch Zusatz von Wasser dünnflüssiger gemacht werden.

Bei der Ausführung des Mauerwerkes ist streng darauf zu achten, daß überall mit engen und dicht ausgefüllten Fugen gearbeitet wird.

Zu diesem Behufe sind Vorsprünge an den Bruchsteinen, welche die Herstellung solcher Fugen erschweren, vor dem Vermauern mit dem Hammer zu beseitigen.

Vor dem Verlegen der einzelnen Steine ist ein sattes Mörtelbett für dieselben in der Weise vorzubereiten, daß beim Verlegen unter gleichzeitigem Seitwärtsschieben des Steines oder unter Zuhilfenahme des Holzstößels die Stoßfuge neben dem bereits hergestellten Mauerwerk möglichst auf volle Höhe mit dem von unten aufquellenden Mörtel gefüllt wird, so daß nur verhältnismäßig wenig Mörtel von oben zugegeben zu werden braucht. Verboten ist, die Bruchsteine über eine größere Fläche zunächst mit offenen Fugen nebeneinander zu legen und diese von obenher auszufüllen. Die gut ausgefüllten Stoßfugen sind nach Möglichkeit noch mit Steinstücken auszuzwickeln, doch dürfen die einmal verlegten Steine durch starke Hammerschläge nicht in ihrem Lager verschoben werden. Die Bausteine dürfen nie auf den Kopf gestellt, sondern müssen immer auf ihr natürliches Lager gelegt werden.

Solange der Mörtel hierzu noch weich genug ist, müssen an der Luftseite der Hauptmauer und an der Wasserseite der Verblendung die Fugen, wenn nötig, unter Verwendung von etwas frischem Zementtraßmörtel (1 Teil Zementmörtel 1 : 2, 1 Teil Traßmörtel $1 : 1^1/_2 : 1^3/_4$) mit dem Fugeisen glatt und fest ausgestrichen werden.

Das Behauen der Bruchsteine und Quader darf nicht auf der Mauer geschehen. Es dürfen auch keine Steine in die Baugruben oder auf das Mauerwerk geworfen werden, sondern dieselben müssen mittels Rollwagen an die Versetzungsstelle gefahren und hier vorsichtig auf Pritschen aus frisch

geschlagenem, hartem Holz abgeladen werden, damit eine Lockerung oder Beschmutzung des fertigen Mauerwerkes nicht eintreten kann.

Auf Mauerwerk, welches nicht mindestens 6 Tage alt ist, dürfen Steine weder transportiert noch abgeladen werden.

(Diese Bedingung ist wohl nur bei größeren Breiten der Mauer, also im Fundament und in den unteren Teilen des aufgehenden Mauerwerkes ohne wesentliche Betriebsstörung möglich! Anmerkung des Verfassers.)

Die Ausführung des Mauerwerks beginnt an den tiefsten Stellen jedes Profils, und zwar zunächst in der Mitte der Talsperre am tiefsten Punkt, und schreitet gleichmäßig nach beiden Seiten hin fort. Sobald die oberste gekrümmte Schicht an der Wasserseite bis zur Oberfläche des Felsens angelangt ist, sind jedesmal zunächst an der Wasserseite einige Schichten etwa 1 m hoch aufzumauern und diese ansteigend nach der Luftseite hin fortzusetzen.

Die Höhenunterschiede in den nebeneinander ausgeführten Mauerteilen dürfen, zwischen den oberen Schichtflächen gemessen, im Interesse eines gleichmäßigen Setzens und der Verhinderung von Rissen 1,5 m nicht überschreiten. Für den guten Anschluß des benachbarten Mauerwerks sind überall im Verbande abgesetzte, nicht zu steile Abtreppungen herzustellen.

Die Mauer ist bei der Ausführung täglich dreimal, bei warmem Wetter nach Anweisung der Bauleitung öfter, in der ganzen Ober- und Außenfläche reichlich zu nässen. Zu diesem Zweck ist über dem Mauerwerk der Sperrmauer eine mit demselben hochzunehmende besondere Wasserleitung mit Hahnstutzen in Entfernungen von höchstens 30 m zu verlegen, an welche die zum Sprengen zu benutzenden, mit feinen Brausen versehenen Schläuche angeschlossen werden sollen.

Für die Außenflächen der Mauer, der Stollen und Schieberschächte sind nur ausgesuchte, feste und möglichst tief — mindestens 40 cm — einbindende Steine zu verwenden. Die Ansichtsflächen des Mauerwerkes sind in gutem Verbande ohne Zwickeln und mit engen, dicht ausgefüllten, höchstens 2 cm starken Fugen auszuführen, und zwar abhängig von dem Steinmaterial entweder in Schichten oder im Polygonalverband.

Nach der Wasserseite hin erhält die Bruchsteinmauerung in den oberen, nicht durch die Bodenhinterfüllung gegen Einwirkung des Wassers und der Luft geschützten Außenflächen eine Verzahnung, deren Vorsprünge und Formen nach Zeichnung auszuführen sind. Dieser mit Verzahnung herzustellende und der darunter liegende glatte Teil der Mauer, einschließlich der Betonausfüllung und eines 50 cm breiten, mit Beton abzugleichenden Teiles der Felsoberfläche, soll nach vollständigem Setzen des Mauerwerks mit einem mindestens 25 mm starken Zementtraßputz versehen werden. Dieser Putz ist aus 3 Teilen Zementmörtel (1 Teil Zement und 2 Teile Sand) und 1 Teil Traßmörtel (1 Teil Kalkbrei, $1^1/_2$ Teile bester Plaidter Traß und $1^3/_4$ Teile Sand) herzustellen und in der Oberfläche glatt und dicht abzureiben. Die Seiten der schwalbenschwanzförmigen Verzahnung sind mit besonderen Schablonen abzuziehen.

Bevor der Verputz auf die genannten Flächen gebracht wird, müssen deren Fugen auf mindestens 30 mm Tiefe ausgekratzt bezw. ausgemeißelt, gereinigt und genäßt werden, damit die Dichtungsschicht innig mit dem Mauerwerk verbunden wird. Die Oberfläche des Verputzes soll zunächst längere Zeit feucht gehalten und gegen Austrocknen durch Sonnenstrahlen geschützt werden.

Zum Anschluß neuer Putzflächen an die zuerst aufgeführten Teile sind die Ränder der letzteren dünner aufzutragen und in der Oberfläche aufzurauhen. Vor Aufbringen des Verputzes sind überall da, wo sich auf den zu putzenden Flächen feuchte Stellen zeigen oder wo das Austreten von Sickerwasser zu erwarten ist, in das Mauerwerk 20 mm weite verzinkte eiserne Sickerrohre einzusetzen, welche erst nach Erhärtung des umgebenden Putzes und nach Aufhören deren Sickerung dicht zu schließen sind.

Nach Erhärtung des Verputzes und nach Trocknung, die gegebenenfalls in vorsichtiger Weise künstlich zu befördern ist, soll die Oberfläche desselben mit einem dreimaligen kalten Anstrich von Siderosthen versehen werden, welcher eine dichte, zähe und fest haftende Haut bilden muß.

Die Ausmauerung der Verzahnung an der Wasserseite hat unter Verwendung von Zementtraßmörtel (1 Teil Zementmörtel 1 : 2, 1 Teil Traßmörtel $1 : 1^1/_2 : 1^3/_4$) zu geschehen, um eine schnelle Erhärtung und Verminderung des Setzens zu erzielen. Es muß verhütet werden, daß ein meßbares Setzen der Ausmauerung eintritt; dieselbe darf daher nur so gefördert werden, wie dies die fortschreitende Erhärtung gestattet.

Im Innern der Mauer sollen parallel zur wasserseitigen Profillinie nach Zeichnung und nach der Massenberechnung in 2 m Abstand Drainröhren von 60 mm Lichtweite eingemauert werden, um alles etwa eindringende Sickerwasser abzufangen und nach unten abzuleiten, wo es in Sammelröhren aus glasiertem Ton von 150 mm Lichtweite, von deren richtigen Funktionierung sich der Unternehmer zu überzeugen hat, den beiden bereits angelegten Stollensohlen zugeführt werden soll. Bei der Ausführung ist besondere Sorgfalt darauf zu verwenden, daß diese Sickerröhren nirgends durch Mörtel oder Steinstücke verengt oder verstopft werden. Jedes Rohr ist deshalb am oberen Ende sofort nach dem Einsetzen mit einem aus einem Holzstöpsel mit darauf befestigter Eisenblechscheibe bestehenden Deckel zu versehen, der erst entfernt werden darf, wenn das folgende Rohr aufgesetzt werden soll. Die Anschlüsse der Drainrohre an die Muffen der Tonrohrleitung und die Nähte der letzteren sind sorgfältig mit Zementtraßmörtel (1 Teil Zementmörtel 1 : 2, 1 Teil Traßmörtel $1 : 1^1/_2 : 1^3/_4$) zu verstreichen und zu dichten.

Zur Beurteilung der zur Errichtung einer Staumauer notwendigen Zeit sei hier hervorgehoben, daß, richtige Baudispositionen vorausgesetzt, ein geschulter Maurer imstande ist, täglich 2—3 m^3 Talsperrenmauerwerk herzustellen.

Weitere Details, die bauliche Durchführung betreffend, sind in den Beschreibungen ausgeführter Stauweiheranlagen enthalten.

G. Kosten der Stauweiher.

Die Beurteilung der Kosten verschiedener Stauweiheranlagen wird nicht nach den Zahlen der Gesamtkostensumme erfolgen können, sondern wird insbesondere als Vergleichseinheit der Preis von 1 m^3 aufgespeicherten Wassers, also 1 m^3 Stauweiherfassungsraum aus den Gesamtkosten und dem Fassungsraume des Stauweihers berechnet werden müssen. Unter Annahme normaler Verhältnisse wird dieser Preis mit zunehmendem Fassungsraum der Reservoire kleiner werden, die kleinen Stauweiher daher verhältnismäßig die teuersten sein. Zur Beurteilung der Kosten ausgeführter Gebirgsreservoire dienen die nachfolgenden Tabellen I und II.

(Siehe die Tabellen auf Seite 324—329.)

Einheitspreise. Die wichtigste, die Kostensumme am meisten beeinflussende Rechnungspost ist der Einheitspreis für die Herstellung von 1 m^3 Mauerwerk der Talsperre selbst. Soweit dieselben direkt an Ort und Stelle erhoben werden konnten, betrugen die Kosten für 1 m^3 fertiges Talsperrenmauerwerk:

bei Alfeld (Granit)	12,2 M.	= 14,60 K,	
beim Altenweiher (Granit)	19,0 „	= 23,00 „	
beim Lauchenweiher (Grauwacke) . .	20,8 „	= 25,00 „	
bei Remscheid (Lennepschiefer) . . .	13,0 „	= 15,00 „	
bei Gouffre d'enfers (Granit)	20,0 Fr.	= 20,00 „	
bei Jaispitz und Weirowitz (Gneis) . .		= 15,00 „	
bei der Grünwalder Sperre (Granit)	Offertpreise	= 28—33 K,	ohne Zuschlag für Verblendmauerwerk,
bei Voigtsbach u. Mühlscheibe (Granit)	„	= 19,00 K,	
bei Friedrichswald (Granit)	Offertpreise	= 27,00 „	

wobei 1 M. = 1 K 20 h und 1 Fr. = 1 K ö. W. angenommen wurde.

Einzelne Spezialpreise für Reservoirbauten sind gelegentlich der Beschreibung ausgeführter Stauweiher angeführt.

Obwohl die Einheitspreise im allgemeinen von den landesüblichen und lokalen Arbeitslöhnen, den durch die Lage des Stauobjektes bedingten Zufuhrkosten, der Schwierigkeit der Bearbeitung des Steinmaterials und sonstigen Faktoren abhängig, daher für jedes Detailprojekt im speziellen zu berechnen sind, ist es für die Aufstellung von generellen Kostenanschlägen insbesondere für den in die Praxis eintretenden Kulturingenieur etc. von hohem Interesse, annähernde Einheitspreise für die verschiedenen Wasserbauarbeiten zu kennen, welche als Grundlage von generellen Berechnungen und als Maßstab für die Beurteilung derartiger Preise überhaupt dienen können.

Aus diesem Grunde werden außer dem in Bd. I, S. 250 angeführten Bau- und Arbeitspreise in nachfolgendem noch die von seiten des niederösterreichischen Landesbauamtes aufgestellten, für Wasserbauten geltenden Einheitspreise bekannt gegeben.

(Siehe die Tabelle auf Seite 330—341.)

I. Tabelle über Fassungsraum und Kosten

Land:	Bezeichnung des Stauweihers:	Material der Talsperre	Fassungsraum m³
Indien	Ekruk bei Sholapur	Erddamm	94 000 000
„	Muthi (Bombay), Distrikt Kandesh	„	9 700 000
„	Ashti (Sholapur)	„	38 000 000
„	Nehr (Sattara)	„	13 900 000
„	Kabra (Oberindien)	Mauer	1 600 000
„	Mutha (bei Poonah)	„	146 000 000
Amerika	de Ruyter	Erddamm	11 000 000
„	Sudbury bei Boston	„	2 000 000
„	„ „ „	„	5 300 000
„	„ „ „	„	5 800 000
„	Bärental (Kalifornien), de Beaz Valley (San Bernardino)	Mauer (Granit)	39 000 000
„	Croton Lake (bei New York), alter Weiher	Erddamm	18 000 000
„	Crystal-Springs bei San Franzisko (Kalifornien)	Mauer (Beton)	121 000 000
„	San Diego (Kalifornien)	Erddamm	17 000 000
„	Sweetwater (Kalifornien)	Mauer (Granit)	22 000 000
Australien	Adelaide-Stauweiher am Goulburnfluß	Mauer (Marmor)	13 500 000
Algier	Djidionia bei St. Aimé	Mauer	2 000 000
„	Grand Cheurfas am Flusse Meckerra	„	16 000 000
„	Hamitz bei Algier	„	13 000 000
Ägypten	Assuan-Stauweiher	„ (Granit)	1 015 000 000
England[1])	Virnwey (bei Liverpool)	Mauer	54 000 000
Spanien	del Villar	„	20 000 000
Belgien	Gileppe (bei Verviers)	„	13 000 000
Frankreich	Torcy Neuf	Erddamm	8 760 000
„	Montaubry	„	5 030 000
„	le Plessis	„	1 320 000
„	Chartrain	Mauer	4 500 000
„	Ternay	„	3 000 000
„	du Ban (St. Chamond)	„	1 850 000
„	Gouffre d'enfers (St. Etienne)	„	1 600 000
„	Pas du Riot	„	1 300 000
Italien	Lavezze im Gorzentetal bei Genua	Mauer (Serpentin)	2 400 000
„	Lago lungo-Gorzentetal bei Genua	„	3 638 000
„	Serbatoio d'elle Lavagnina bei Genua	„	1 100 000

[1]) 15 Stauweiher (Erddämme) für Edinburg mit Fassungsräumen von 240000—7780000 m³

einiger ausgeführten Stauweiher des Auslandes.

Niederschlagsgebiet km²	Größte Höhe in Meter		Preis pro Kubikmeter aufgespeicherten Wassers		Bemerkungen.
	Talsperre m	Wasserstand m	fremde Währung	Heller	
360,00	—	—	0,02 Fr.	2,0	
130,00	19,5	—	0,057 „	5,6	
338,00	17,4	—	0,025 „	2,5	
155,00	22,2	—	0,054 „	4,4	
—	8,7	—	0,010 „	1,0	
508,00	32,1	26,50	0,042 „	4,2	
—	—	—	0,061 M.	6,8	
117,00	7,6	5,20	0,14 „	17,0	
16,70	18,3	15,00	0,61 „	72,0	
15,20	19,8	16,80	0,63 „	74,0	
112,00	19,5	18,30	0,82 „	96,0	
—	12,2	—	2,10 „	246,0	
—	52,0	—	7,64 „	894,0	
—	10,6	—	0,26 „	30,0	
—	27,4	—	0,46 „	54,0	
9 562,00	21,6	19,50	0,76 „	89,0	
85,00	28,0	17,00	0,18 „	21,0	
—	40,0	30,00	0,06 „	7,0	
—	38,0	—	0,09 „	10,0	
3 000 000	37,0	22,00	0,03 „	2,9	
90,00	41,5	28,00	0,65 „	78,0	
—	51,9	41,50	0,08 Fr.	8,0	
—	47,7	—	0,32 M.	38,0	
—	20,0	14,50	0,25 Fr.	25,0	Rotliegender Sand-
—	24,2	15,20	0,125 „	12,5	stein.
—	—	—	0,27 „	27,0	
14,00	54,0	46,00	0,47 „	47,0	Porphyrfels.
28,00	40,0	35,35	0,34 „	34,0	Granit.
18,00	48,0	45,10	0,50 „	50,0	„
25,00	53,0	50,00	1,00 „	100,0	„
24,50	36,0	33,50	1,00 „	100,0	„
17,87	37,7	32,00	0,31 Lira	30,0	
17,87	45,0	32,80	0,53 „	54,0	
24,00	21,7	—	0,23 „	24,0	

kosteten pro m³ aufgespeicherten Wassers zwischen 9 und 65 Heller.

II. Tabellarisches Verzeichnis der wichtigsten Konstruktions- und (gemauerte

Reservoir Name:	Land- oder Flußgebiet:	Baujahr	Höhe h der Talsperre m	Länge l der Talsperre m	Inhalt M der Talsperre Tausend m³
Remscheid (Eschbachtal)	Westfalen (Wuppergebiet)	1889/91	25,0	160,0	17,0
Panzertal bei Lennep	Wuppergebiet	1891/93	13,0	127,0	—
Bevertal bei Hückeswagen	„	1896/98	25,0	250,0	30,0
Lingesetal	„	1897/98	25,5	185,0	—
Salbach bei Ronsdorf	„	1898/99	23,5	155,0	—
Herbringhausertal bei Lüttringhausen	„	1898/1900	—	—	—
Sengbachtal bei Solingen	„	1900/02	43,0	180,0	65,0
Fülbecke bei Altena	Ruhrgebiet	1894/96	27,5	140,0	15,2
Heilenbecke	Westfalen (Ruhrgebiet)	1894/96	—	165,0	—
Haspertal	Ruhrgebiet	1901/03	—	—	—
Versetal	„	1902/03	25,0	157,0	25,5
Hennetal bei Meschede	„	1901?	—	—	—
Ennepetal bei Radeformwald	„	1902?	—	—	—
Glörbachtalsperre bei Breckerfeld	„	1902/04	32,0	165,0	33,0
Östertal bei Plettenberg	„	1903?	—	—	—
Inbachtal bei Meinerzhagen	„	1904?	27,8	152,0	27,6
Urfttal bei Gemünd	Eifel (Ruhrgebiet)	1899/1904	58,0	226,0	—
Neyetal	Wuppergebiet	—	—	—	—
Nettetal bei Altena	Ruhrgebiet	—	—	—	—
Negertal bei Siedlinghausen	„	—	—	—	—
Glennetal	„	—	—	—	—
Mönetal bei Soest	Ruhrtal (Westfalen)	—	40,0	—	220,0
Marklissatalsperre	Queiß	1901/05	45,6	145,0	71,4
Edertal	Ruhrgebiet	—	—	450,0	—
Okertal	„	—	56,0	—	—
Höfen	Rheinland	—	33,0	—	55,0
Hürtgen	„	—	—	—	—
Iserlohn	Westfalen	—	25,0	—	—
Iserlohn	„	—	—	—	—

Baudaten von Stauweiheranlagen Deutschlands und Österreichs Talsperren).

Stautiefe t	Fassungs-raum J	Einzugs-gebiet F	Jährliche Abfluß-menge A	Kosten inkl. Grunderwerb		Bemerkungen.
				total	pro m³ aufgesp. Wasser	
m	Mill. m³	km²	Mill. m³	Mill. Kronen	Heller	
18,0	1,065	4,50	3,600	8,643	65	
7,5	0,117	1,50	1,200	0,126	108	
16,0	3,300	22,00	17,520	1,716	52	$Q_1 = 0{,}72$ Mill. m³ Abfluß pro km².
18,5	2,600	9,00	8,000	1,284	49	
19,3	0,300	0,87	0,650	0,612	204	
29,7	2,500	5,50	4,400	2,400	96	
36,0	3,000	11,80	8,000	2,520	84	
27,0	0,700	3,50	2,800	0,394	56	
19,5	0,450	7,60	5,500	0,336	74	
27,5	2,050	8,00	6,000	1,630	79	
23,7	1,650	4,70	3,700	0,720	43	Jährl. Regenhöhe 1000 mm ($Q_1 = 1{,}08$ Mill. m³).
30,4	9,500	52,70	40,000	3,120	32	
34,9	10,000	48,00	36,000	3,120	30	
27,7	2,000	7,20	5,500	0,936	47	$Q_1 = 0{,}75$ Mill. m³ Abfluß pro km².
31,4	3,000	12,60	10,500	1,320	46	
23,2	1,000	6,60	5,000	0,756	76	$Q_1 = 0{,}75$ Mill. m³ Abfluß pro km².
52,5	45,500	375,00	180,000	4,800	10	$Q_1 = 0{,}42$.
23,9	6,000	11,60	9,200	2,040	34	Projektiert $Q_1 = 0{,}793$.
24,3	1,500	4,50	3,600	0,990	66	Projektiert.
28,0	4,000	14,00	11,200	1,920	48	Projektiert.
29,0	5,000	14,60	8,000	2,160	43	Projektiert.
—	118,000	416,00	235,000	14,400	14	Grunderwerb allein 6,3 Mill. Mark. Bauarbeiten allein 5,9 Mill. Mark. Jährl. Kosten für Amortisation 616,000 Mark.
—	15,000	303,00	—	3,912	26	
—	170,000	—	—	15,600	9	
—	27,000	—	—	10,200	38	
—	7,500	54,00	27,000	1,524	20	$Q_1 = 0{,}50$.
—	4,000	22,00	12,000	0,720	18	$Q_1 = 0{,}54$.
—	0,600	—	0,916	0,456	76	
—	0,200	—	—	0,270	135	

Reservoir Name:	Land- oder Flußgebiet:	Baujahr	Höhe h der Talsperre m	Länge l der Talsperre m	Inhalt M Tausend m³
Kalterberger Wald	Rheinland	—	23,5	—	25,0
Lennep	„	1893/94	12,5	115,0	—
Lichthardt	„	—	33,0	—	40,0
Maularzhütte	„	—	—	—	—
Reifelhardt	„	—	—	33,0	43,0
Schewenhütte	„	—	—	—	—
Zweifallshammer	„	—	—	—	—
Frankenberg	„	—	—	—	—
Zweifall	„	—	—	—	—
Alfeld	Elsaß	1883/88	28,0	255,0	28,3
Altenweiher	„	1886/88	22,0	113,0	—
Lauchensee	„	1889/95	30,5	250,0	—
Chemnitz	Sachsen	1890/93	28,0	180,0	24,2
Lohnweiler	Kurpfalz	1879	5,5	26,0	—
Osterode	Harz	—	—	13,5	—
Weißeritz (5 Stauweiher)	Vogtland	—	—	—	—
Komotau	Böhmen	1900/03	42,5	155,0	41,0
Harzdorfersperre bei Reichenberg	„	1902/04	19,0	157,0	16,2
Schwarze Neiße (Friedrichswaldersperre)	„	1902/06	23,5	340,0	42,0
Voigtsbach	„	1904/06	15,8	145,0	12,0
Mühlscheibe	„	1904/06	22,0	155,0	16,0
Grünwaldersperre (Neiße)	„	1906/08	20,0	420,0	43,0
Görsbach	„	—	21,5	258,5	32,0
Eisenberg	„	1902/04	23,0	90,0	8,5
Hassensteinsperre bei Kaaden	„	—	38,0	198,0	53,0
Rauschengrundsperre bei Brüx	„	—	42,0	175,0	60,0
Jaispitz	Mähren	1894/97	23,0	—	—
Weirowitz	„	—	16,5	110,0	—
Bystriczkatal (Betschwatal)	„	—	37,5	170,0	—
Wölfeltalsperre im Urnitztal	Pr. Schlesien	1905?	30,0	110,0	—
Klinésperre bei Gacko	Musicafluß (Herzegowina)	—	26,4	100,0	11,0

Stautiefe t	Fassungsraum J	Einzugsgebiet F	Jährliche Abflußmenge A	Kosten inkl. Grunderwerb		Bemerkungen.
				total	pro m³ aufgesp. Wasser	
m	Mill. m³	km²	Mill. m³	Mill. Kronen	Heller	
—	5,500	33,00	16,500	0,790	14	$Q_1 = 0{,}50$ Mill. m³ pro km².
10,0	0,118	—	—	—	84	
—	6,000	50,00	—	—	19	
—	5,000	30,00	16,000	—	18	$Q_1 = 0{,}53$.
—	6,000	34,00	—	1,200	20	
—	6,000	37,50	19,000	1,080	18	$Q_1 = 0{,}50$.
—	9,000	70,00	35,000	1,620	18	$Q_1 = 0{,}50$.
—	4,000	23,00	12,000	0,720	18	$Q_1 = 0{,}52$.
—	8,000	65,00	32,000	1,440	18	$Q_1 = 0{,}50$.
22,0	1,100	4,20	3,500	0,528	48	$Q_1 = 0{,}83$.
14,1	0,725	1,20	—	0,323	50	
19,0	0,800	5,50	—	—	120	
20,0	0,360	2,70	0,800	1,560	—	Durchschnittliche Regenhöhe 726 mm ($Q_1 = 0{,}29$ Mill. m³).
—	0,005	1,90	—	—	24	
—	1,300	—	—	—	26	
—	23,000	—	—	7,200	43	Bloß $^1/_4$ des Jahresniederschlages zum Abfluß gebracht.
34,0	0,700	12,00	2,147	2,000	285	Niederschlagsmenge 3578000 m³, also 60 % Abflußquote ($Q_1 = 0{,}18$).
12,0	0,630	15,50	—	0,825	131	
13,5	2,000	4,10	—	1,800	90	
9,0	0,250	6,90	—	0,472	188	
14,5	0,250	6,70	—	0,615	244	
14,5	2,700	26,60	—	2,700	100	
15,5	0,500	11,80	—	1,030	206	
16,5	0,050	3,60	—	0,460	914	Abflußkoeffizient = 0,6.
29,0	1,150	35,7	11,200	1,900	165	Generalprojekt $Q_1 = 0{,}31$.
33,0	1,281	16,0	8,350	1,800	140	Generalprojekt $Q_1 = 0{,}52$.
12,5	0,360	130,00	—	0,290	80	
8,0	1,500	380,00	—	0,268	20	
—	4,400	64,00	—	—	—	Projektiert für den Donau-Oder-Kanal.
—	1,000	—	—	—	—	
21,0	1,730	80,0	—	0,700	40	

Einheitspreise für Wasserbauten.

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	Einheitspreis h
	I. Erd- und Baumeisterarbeiten.		
1.	**Erdarbeiten** für die kurrenten Gerinnuferstellungen, inkl. des Aushubes für die Uferschutzbauten bezw. deren Fundamente.		
	Abgrabung und Aushebung nach den gegebenen Profilen, ohne Unterschied der Bodengattung und der Aushubtiefe und ohne Unterschied, ob die Aushebung im Trockenen oder unter Wasser erfolgt, samt Verführung des Materials ohne Unterschied der Verführungsdistanz, samt der bedingungsgemäßen Herstellung der profilmäßigen Dämme mittels Anschütten und Stampfen in 30 cm hohen Schichten, samt der Deponierung des überschüssigen Materials auf die von der Bauleitung beigestellten Deponierplätze oder in die alten abgebauten Arme, samt Anschütten, Stoßen und Planieren des zu deponierenden Materials, samt Beseitigung des Buschwerkes von der Abgrabungsstelle, samt vollständiger Ausrodung aller Wurzeln und Stöcke aus dem abzugrabenden und anzuschüttenden Terrain, samt dem Abheben der ca. 15 cm dicken Humus- oder Rasenschichte von den Abgrabungs- und Anschüttungsflächen, der zeitweiligen Deponierung dieser Schichten samt der Wiederverwendung derselben zur Humierung und Berasung der Gerinn- bezw. Dammböschungen, samt sorgfältiger Besämung der sonst nicht anderweitig gedeckten Böschungen mit Grassamen, samt allfälligen Pölzen und Wasserschöpfen.		
	Hierfür wird an aller Arbeit, Material, Requisiten, Transportmittel, inkl. Herstellung und Erhaltung etwaiger Transportwege, Materialtransportbahnen etc., samt Regie, zusammen an allem und jedem vergütet pro Kubikmeter	—	80
	Anmerkung: Die gesamte Erdbewegung, das ist Aushebung oder Abgrabung inkl. Anschüttung, wird rücksichtlich des Ausmaßes nur nach den wirklichen Abgrabungsdimensionen der planmäßig hergestellten Gerinnprofile berechnet und bezahlt, daher für das etwaige Abrutschen der Böschungen und neuerliche Aushebung des Gerinnquerschnittes keine Mehrverrechnung oder Mehrvergütung eintritt und der Unternehmer diese Leistungen aus Eigenem, auf seine Gefahr und Kosten zu bestreiten hat.		
2.	**Erdarbeiten** für die Kunstbauten.		
	Abgrabung und Fundamentaushebung bezw. Baggerung, genau nach Zeichnung hergestellt, ohne Unterschied der Bodengattung und der Aushubtiefe und ohne Unterschied, ob die Aushebung im Trockenen oder unter Wasser erfolgt, samt Verführung des Materials ohne Unterschied der Verführungsdistanz und der bedingungsgemäßen Herstellung der profilmäßigen Dämme, sowie der Deponierung des überschüssigen Materials auf die von der Bauleitung beigestellten Deponierplätze, samt Pölzen und Wasserschöpfen, samt allem und jedem und der etwa erforderlichen Herstellung eines entsprechenden		

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
	Fangdammes, in allem übrigen wie No. 1 des Preistarifes, pro Kubikmeter fix und fertig hergestellt, wird vergütet 1—2 K, im Mittel .	1	30
3.	**Deckrasenbelag** aus regelmäßig geschnittenen, $\frac{30}{30}$ cm großen, fetten Rasentafeln, samt Anpflockung, Erzeugung der Rasenziegel und der Pflöcke, samt Beifuhr des Materials und der Beschaffung der zur Erzeugung des Materials erforderlichen geeigneten Grundflächen, an allem und jedem pro Quadratmeter.	—	48
4.	**Flechtzäune,** nach Zeichnung hergestellt aus 1,5 m langen, 7—10 cm dicken, am unteren Ende zugespitzten und in Entfernungen von je 50 cm voneinander in den Boden ca. 1 m eingetriebenen Pflöcken aus frischem Weiden- oder Erlenholz, samt Herstellung der Löcher mittels Vorschlagers, inkl. der Verflechtung mit dünnen, biegsamen und auswachsenden Weidenruten, samt Herstellung eines ca. 15 cm tiefen Grabens und dem Beschütten der fertiggestellten Flechtzäune mit dem Aushubmateriale. Die Höhe der Ausflechtung muß mindestens 40 cm betragen und müssen hiervon 25 cm zutage liegen, pro Kurrentmeter Flechtzaun, an Material und Arbeit, an allem und jedem, fix und fertig hergestellt	—	60
5.	**Spreitlagen** zur Versicherung von Gerinn- und Dammböschungen aus ca. 3—6 m langen jungen Weidenruten, welche auf die zu schützenden Böschungen beiläufig in einer Mächtigkeit von 5 cm mit den Spitzen abwechselnd nach aufwärts und nach abwärts gelegt und mit den je 1 m voneinander entfernten, 8—10 cm dicken Weidenwürsten durch je 1 m voneinander eingeschlagenen, ca. 50 cm hohen und 5 cm dicken Weidenpflöcken niedergehalten werden, samt dem Zudecken der Spreitlagen mit Muttererde 10 cm hoch. An allem und jedem, das ist also inkl. der Würste, Pflöcke und Befestigungsmittel (Draht), pro Quadratmeter fix und fertig hergestellt	—	60
6.	**Steinwürfe,** an den Tagflächen abgearbeitet, aus wetterbeständigen, harten Bruchsteinen, wovon $^3/_4$ des benötigten Quantums eine Größe von 30—60 dm^3 und der Rest eine Größe von nicht unter 5 dm^3 haben sollen; an Lieferung und Beistellung der Steine, inkl. des Aufschlichtens in leicht meßbaren Figuren zunächst der Verwendungsstelle, samt der Anarbeitung des Steinwurfes an Ort und Stelle nach den bedingungsgemäßen Profilen, inkl. der Abarbeitung der Tagflächen mit senkrecht auf die Böschungsfläche abgearbeiteten Steinen und der Herstellung des Fußes für das sich event. anschließende Steinpflaster, samt dem eventuellen Auszwicken der Fugen, an aller Arbeit, Requisiten, Regie pro Kubikmeter fix und fertig hergestellten Steinwurfes	6	—
7.	**Böschungspflaster** aus 25 cm hohen, auf den Sturz gestellten, harten, wetterbeständigen Steinen, samt Herrichtung der zu pflasternden Flächen nach den normierten Profilen und Herstellung einer 10 cm		

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
	dicken Sandbettung zur Aufnahme des Pflasters, samt dem Auszwicken der Pflasterfugen, an aller Arbeit, inkl. der erforderlichen Erdbewegung, an allen Materialien, Requisiten und Regie, an allem und jedem pro Quadratmeter	3	—
8.	**Bruchsteinpflaster** in Zementmörtel als Böschungs- und Rostpflaster aus 25 cm hohen, auf den Sturz gestellten, harten, wetterbeständigen Bruc.. 'einen, samt Herrichtung der zu pflasternden Flächen nach den normierten Profilen in ein 5 cm starkes, hydraulisches Mörtelbett gelegt, samt Ausgießen und Verbrennen der Fugen mit Zementmörtel pro Quadratmeter fix und fertig hergestelltes Pflaster	4	—
9.	**Trockenmauerwerk** aus großen, lagerhaften, wetterbeständigen, harten Bruchsteinen, an Lieferung, Beistellung und Zurichtung der Mauersteine, Ausführung des Mauerwerkes bis zur Vollendung, an allem Materiale, samt Auszwicken oder Fugen mit Moos, an aller Arbeit, Regie, Requisiten, Gerüstung etc., alles zusammen pro Kubikmeter .	8	—
10.	**Fundamentmauerwerk** aus großen, harten, lagerhaften Bruchsteinen in hydraulischem Zementmörtel im Mischungsverhältnisse von 1 Teil Zement und 2 Teilen reschem, gereinigtem Sand, ohne Unterschied der Tiefe und Dicke des Mauerwerkes, inkl. Pölzen und Wasserschöpfen. An allem Materiale, aller Arbeit, samt Requisiten, Gerüstung, Regie, das ist an allem und jedem, pro Kubikmeter fix und fertig	15	—
11.	**Tagmauerwerk** aus großen, lagerhaften, wasser- und wetterbeständigen, harten Bruchsteinen in hydraulischem Zementmörtel (2 Teile rescher, gereinigter Sand und 1 Teil hydraulischer Zementkalk), die sichtbaren Teile als Zyklopenmauerwerk aus großen, abgearbeiteten Steinen mit glatten Stirnflächen in genau zusammenpassenden, geradlinigen Stoßfugen, ohne Zwickel gemauert, die Fugen vergossen und verbrämt, einschließlich der Einmauerung bezw. Versetzung aller Holz- und Eisenteile der Kunstbauten, pro Kubikmeter fix und fertig hergestellt, an allem und jedem	17	—
12.	**Betonmauerwerk** aus normalmäßig geschlägeltem Schotter, hydraulischem Zementkalk im Verhältnisse von 1 Teil Zementkalk, 2 Teilen reschem, gereinigtem Sand und 2 Teilen Schlägelschotter, fix und fertig hergestellt, nebst allen Verrichtungen zur Versenkung des Betons, samt Gerüstung, Pölzung und Wasserschöpfen, samt der Versetzung der sämtlichen Holz- und Eisenteile der Kunstbauten, inkl. der Herstellung eines ca. 5 cm starken Portlandzementverputzes an den Tag- bezw. Außenflächen, samt Abschleifen dieser Schichte, fix und fertig hergestellt pro Kubikmeter	20	—
13.	**Portlandbetonmauerwerk** aus normalmäßig geschlägeltem Schotter und Portlandzement im Verhältnisse von 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen reschem Sand und 2 Teilen Schotter, fix und fertig hergestellt wie No. 12, pro Kubikmeter	32	—

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
14.	**Ziegelmauerwerk** aus Wienerberger Ziegeln in hydraulischem Zementmörtel, die Fugen mit Zement verstrichen und verbrämt, einschließlich etwaiger Einmauerung von Holz- und Eisenteilen, an aller Arbeit, Requisiten, Gerüstung und Regie pro Kubikmeter	20	—
15.	**Gewölbemauerwerk** aus geschlämmten Wienerberger Ziegeln in hydraulischem Zementmörtel, die Fugen mit Zement verstrichen und verbrämt, an aller Arbeit, Requisiten, Gerüstung, Ausschalung und Regie pro Kubikmeter	26	—
16.	**Deckplatten,** 10 cm stark, aus ganz hartem Stein, rein abgearbeitet, samt Anarbeiten der Wassernase, samt Versetzen in Portlandzementmörtel und Einlassen der Verbindungsklammern pro Quadratmeter .	15	—
17.	**Deckplatten,** 15 cm, sonst wie No. 15, pro Quadratmeter	20	—
18.	**Auflagerquader** aus ganz hartem Stein, inkl. Versetzen und Verklammern pro Kubikmeter	100	—
19 a.	**Hackelsteinverkleidung** für die Schleusen und Wehranlagen aus ganz harten, bedingungsgemäß gelieferten, 50—60 cm hohen Hackelsteinen in Portlandzementmörtel als Laufer und Binder mit senkrechten Fugen, an den Außenseiten glatt angearbeitet und inkl. der Lieferung der ordentlich behauenen Eckstücke, welch letztere auf 2 Seiten entsprechend abzuarbeiten sind, samt Verbrämen der Fugen mit Portlandzementmörtel, inkl. des Versetzens der Holz- und Eisenteile für die gesamten Schleusenanlagen, als Aufzahlung für die bereits im Bruchsteinmauerwerke verrechnete Kubatur pro Quadratmeter fix und fertig	18	—
19 b.	**Hackelsteinverkleidung** für die Brücken aus harten, bedingungsgemäß gelieferten, 40—50 cm hohen Hackelsteinen in Portlandzementmörtel als Laufer und Binder mit senkrechten Fugen angearbeitet, an den Tagflächen mit einem je 3 cm breiten Randbande rauh abgestockt und sonst mit 6—10 cm hervorstehenden rauhen Bossen versehen, als Aufzahlung für die bereits im Bruchsteinmauerwerke verrechnete Kubatur pro Quadratmeter fix und fertig	10	—
20.	**Glasierte Steinzeugrohre,** 250 mm im lichten Durchmesser liefern, an Ort und Stelle zuführen, in Zementmörtel versetzen, samt der Herstellung, Zuschüttung und Einstampfen des Rohrgrabens, das ist an allem und jedem, fix und fertig hergestellt pro Kurrentmeter . .	9	—
21.	**Strassengrundbau** aus 15 cm hohen, mit den breiten Flächen nach unten gelegten harten Steinen, die Zwischenräume fest verkeilen und verzwicken, inkl. der Lieferung und Anarbeitung der beiderseitigen, 30 cm hohen und ca. 45—50 cm langen Randsteine, an allem und jedem pro Kubikmeter	6	—
22.	**Strassenbeschotterung** aus normalmäßig geliefertem Schlägelschotter, samt Zufuhr und dem Aufrichten in Prismen à 2 m^3 und dem Ausplanieren des Schotters nach erfolgter Übernahme desselben, an allem und jedem pro Kubikmeter	5	—

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	Einheitspreis h
23.	**Strafsenbeschotterung** aus rundem Donauschotter, sonst wie No. 22	2	—
24.	**Altes Mauerwerk abbrechen,** das Material reinigen, sortieren und schlichten, pro Kubikmeter	2	—
	II. Zimmermannsarbeiten und Eisenteile.		
	Die Einheitspreise der Zimmermannsarbeiten verstehen sich samt aller Materiallieferung und Zufuhr, allen Requisiten und Regie; dieselben begreifen die vollständige, von der Bauleitung vorzuschreibende, sinngemäße Anarbeitung der Hölzer (Zuspitzen, Zapfenschneiden, Löcherstemmen, Hobeln, Behauen und alle anderen notwendigen Zurichtungen) nebst allen Nebenarbeiten, -Leistungen und Beistellungen (Zubringen, Wasserschöpfen, Gerüsten, Versetzen etc.) bis zur fixen und fertigen, für die Übernahme geeigneten Vollendung der betreffenden Objekte. Es darf nur im Winter geschlagenes Rotlärchen- oder Eichenholz verwendet werden. Eine Vergütung für Eisenteile findet nur dort statt, wo bei den Zimmermannsarbeiten die Lieferung und Anarbeitung der Eisenteile nicht mit inbegriffen ist.		
	a) Aus im Winter geschlagenem Rotlärchenholz.		
25.	**Pilotierung** bei den Uferschutzbauten und bei den Schleusenanlagen, inkl. Beistellung, Zufuhr und Anarbeitung des Materials.		
	Aus bis zu 6 m langen, 20—30 cm am dünnen Ende im Durchmesser haltenden Rundpiloten, inkl. des projektsgemäßen Einrammens der Piloten, das ist entweder bis zum Festsitzen oder aber event. bis auf die ganze Länge, samt Spitzen und Herrichten der Piloten, samt dem Befestigen des Schuhes und dem Anlegen des Schlagringes, inkl. des Transportes, der Aufstellung, dem Rammen mittels Rammmaschinen und des Abschneidens der eingerammten Piloten. An allem Material, Zufuhr, Arbeit und Regie pro Kurrentmeter fix und fertige Pilotierung:		
	a) bei einem Durchmesser der Piloten von 20 cm am dünnen Ende	1	60
	b) „ „ „ „ „ „ 25 „ „ „ „	2	50
	c) „ „ „ „ „ „ 30 „ „ „ „	4	—
26.	**Pilotierung** bei den Brücken und Stegen, inkl. Beistellung, Zufuhr und Anarbeitung des Materials.		
	Aus bis zu 10 m langen, 20—30 cm am dünnen Ende im Durchmesser haltenden Rundpiloten, sonst genau wie in No. 25 beschrieben wurde und inkl. der erforderlichen Rammgerüste etc. An allem Material, Arbeit und Regie pro Kurrentmeter fix und fertiger Pilotierung wird vergütet:		
	a) bei einem Durchmesser von 20 cm am dünnen Ende	2	40
	b) „ „ „ „ 25 „ „ „ „	3	50
	c) „ „ „ „ 30 „ „ „ „	5	—

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
27.	**Kappbäume,** bis 6 m lang, alle vier Seiten reinkantig behauen, die Tagteile gehobelt. An Material, Zufuhr samt Arbeit, fix und fertig hergestellt pro Kurrentmeter:		
	a) bei einem Querschnitt von 20/25 cm	3	50
	b) „ „ „ „ 30/30 „	8	—
28.	**Sattelhölzer,** auswendige, in Längen von 1,5—2,5 m, an allen vier Seiten behauen, die Tagteile gehobelt. An Material, Zufuhr und Arbeit, fix und fertig hergestellt pro Kurrentmeter:		
	a) bei einem Querschnitt von 20/25 cm	3	—
	b) „ „ „ „ 30/30 „	6	—
29.	**Sattelhölzer,** inwendige, in Längen von 1,5—2,5 m, an zwei Seiten behauen, sonst wie No. 28, pro Kurrentmeter:		
	a) bei einem Querschnitt von 20/25 cm	2	50
	b) „ „ „ „ 30/30 „	5	—
30.	**Endbäume,** auswendige, für Brücken und Stege, in Längen bis zu 11 m, auf vier Seiten reinkantig behauen, die Tagteile gehobelt. An Material, Zufuhr und Anarbeitung, fix und fertig hergestellt pro Kurrentmeter:		
	a) bei einem Querschnitt von 20/25 cm	5	—
	b) „ „ „ „ 30/30 und 30/32 cm	9	—
31.	**Endbäume,** innere, für Brücken und Stege, in Längen bis zu 11 m; aus im Mittel 36 cm im Durchmesser haltenden Hölzern angearbeitet, die Auflager im Ausmaße 30/32 cm, auf eine Länge von je 2,5 m behauen, sonst rund und bloß oben für die Brückstreu behauen. An Material, Zufuhr und Anarbeitung, fix und fertig hergestellt pro Kurrentmeter	7	60
32.	**Endbäume,** auswendige, für Brücken und Stege, vierkantig behauen, bis zu 9 m lang, sonst wie No. 30:		
	a) bei einem Querschnitt von 20/25 cm	4	50
	b) „ „ „ „ 30/30 „	8	—
33.	**Endbäume,** innere, für Brücken und Stege, in Längen bis zu 9 m, sonst wie No. 31, pro Kurrentmeter	6	50
34.	**Brückstreu** aus 15/15—16/16 cm rein gehauenen Brückstreuhölzern bis 5 m Länge, samt Legen, Pressen, Annageln und Beigabe der Nägel, inkl. Beigabe der um je 50 cm über die Breite der Fahrbahn herausragenden längeren Brückstreuhölzer zur Befestigung der Geländerstreben pro Quadratmeter fix und fertig hergestellt . . .	8	—
35.	**Eisruten** aus bis zu 8 m langen, zweiseitig behauenen, am dünnen Ende wenigstens 15/20 cm starken Hölzern, samt Annageln und Beigabe der Nägel pro Kurrentmeter:		
	a) bei einer Breite der Eisruten von 15 cm	2	40
	b) „ „ „ „ „ „ 20 „	3	—
	Die Nägel müssen wenigstens 15 cm in die Piloten eingreifen.		

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis	
		K	h
36.	**Rauhe Verschalung** über die Hirnflächen der Endbäume bei den Landjochen der Brücken und Stege aus 5 cm starken Pfosten, samt Beigabe der Nägel, fix und fertig hergestellt pro Quadratmeter . .	4	—
37.	**Kreuzriegel** bei den Stegen, aus 10/16 cm Holz, bis zu 4 m lang, inkl. Annageln pro Kurrentmeter	1	—
38.	**Deckpfosten** über den Zusammenstoß der Brückstreuhölzer, 5 cm stark, 30 cm breit, aus 5—6 m langen Pfosten, samt Beigabe der Nägel und Annageln pro Kurrentmeter	1	—
39.	**Brückengeländer samt Mittelriegel und Schotterbaum,** alles rein gehobelt, genau nach Plan hergestellt und fertig aufgestellt. Die Geländerbäume, Geländersäulen, Schotterbäume, in- und auswendigen Streben aus je 16/16 cm Holz, die Ecksäulen 16/18 cm, der Mittelriegel 10/10 cm, fix und fertig hergestelltes Geländer, samt Beigabe der notwendigen Verbindungsklammern pro Kurrentmeter	6	—
40.	**Steggeländer mit Mittelriegel,** alles rein gehobelt, genau nach Plan hergestellt, fix und fertig aufgestellt. Geländersäule und Geländerbaum aus 15/16 cm, Mittelriegel aus 10/10 cm Holz, Streben und Büge 15/16 cm, samt Beigabe der Nägel und Annageln pro Kurrentmeter	3	—
41.	**Hölzer für Längszangen oder Kappbäume** bei den Uferschutzbauten aus bis zu 9 m langen, vierkantig behauenen Hölzern von 15/20—20/25 cm Querschnitt. An Material, Zufuhr und Arbeit wird pro Kurrentmeter vergütet:		
	a) bei einem Querschnitt von 15/20 cm	1	50
	b) „ „ „ „ 20/20 „	2	—
	c) „ „ „ „ 20/25 „	2	50
42.	**Querzangenhölzer** für die Uferschutzbauten, bis zu 5 m lang, zweiseitig behauen, von 15/20 cm Querschnitt am dünnen Ende. An Material, Zufuhr und Arbeit pro Kurrentmeter	1	30
43.	**Gehobelte Stichbettbedielung** aus 5 cm starken, 30 cm breiten gefugten Pfosten, samt Befestigung mittels 15 cm langer Schiftnägel, inkl. Beigabe derselben pro Quadratmeter fix und fertig	4	—
44.	**Gehobelter Bohlenbelag,** 5 cm stark, samt Beigabe der Nägel und Anarbeitung, inkl. Hobeln der Tagflächen, fix und fertig hergestellt, an allem und jedem pro Quadratmeter	4	40
45.	**Mauerbänke** und Stegschwellen bis zu 5 m lang, vierseitig behauen, 15/20 cm im Querschnitt, an den Tagflächen gehobelt, pro Kurrentmeter	2	40
46.	**Gehobelte Verschalung** des Versteifungsgerippes bei den Mittelgriessäulen der Grundschleusen aus 5 cm starken, bis 6 m langen gehobelten, gefugten Pfosten pro Quadratmeter	4	20
47.	**Pilotierter Rost** für die Fundamente von Ufermauern und Brücken aus 4 m langen, am dünnen Ende 20 cm im Durchmesser haltenden und in Entfernungen von je 1 m auf ihre ganze Länge eingerammten		

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
	Rundpiloten, inkl. Beigabe und des Anarbeitens der 4 kg schweren Pilotenschuhe, sowie Legen und Befestigen der beiderseitigen 15/20 cm starken Längsschwellhölzer und der 15/20 cm in Entfernungen von je 1 m anzuordnenden Querschwellhölzer. Die Schwellhölzer sind bloß oben und unten reinkantig zu bearbeiten, samt Beigabe der erforderlichen Verbindungsklammern, fix und fertig hergestellt pro Quadratmeter .	16	—
48.	**Schwellrost** für Ufermauern und Brücken aus 15/20 cm starken Schwellhölzern, das ist den beiderseitigen Langhölzern und den in Entfernungen von je 1 m eingebundenen Querriegeln, die Schwellhölzer bloß oben und unten rein behauen, samt Beigabe der 30 cm langen eisernen Verbindungsklammern über jeder Kreuzungsstelle der Schwellen, fix und fertig hergestellt pro Quadratmeter	4	—
49.	**Gefugte rauhe Verschalung** bei den Bohlwerkswänden, als Abschluß der Bohlwerksgerippe, aus 4—6 m langen, im Mittel 30 cm breiten und je 8 cm dicken Pfosten, an Material samt Anarbeitung, inkl. Beigabe und Annageln der 16 cm langen Nägel, so daß jeder Pfosten an jeder Pilote zweimal angenagelt wird, inkl. der etwa erforderlichen Erdarbeit, dem Wasserschöpfen, Pölzen und Gerüsten, das ist an allem und jedem pro Quadratmeter fix und fertig hergestellt . . .	6	—
50.	**Gefugte Spundwände** zu den Bohlwerkswänden, als Abschluß der Bohlwerksgerippe, aus 3—5 m langen, 8 cm dicken, 20—30 cm breiten, gefugten Spundpfählen, an Lieferung des Materials, Zuspitzen, Anarbeitung und vollständiger Einrammung auf eine mittlere Tiefe von 1—2 m, an allem und jedem, samt etwaiger Erdarbeit, Wasserschöpfen und Gerüsten pro Quadratmeter fix und fertig hergestellt .	8	—
51.	**Gefugte Spundwände** bei den Schleusenanlagen aus 3—4 m langen, 10 cm dicken, 20—30 cm breiten, gefugten Spundpfählen, samt vollständiger Einrammung auf die ganze Höhe der Spundpfähle, sonst wie No. 50, pro Quadratmeter	10	—
52.	**Falzbürstenwand** bei den Schleusen aus 5 m langen, 25—30 cm breiten, 12 cm starken, gefalzten Spundpfählen, inkl. Einrammung auf eine Tiefe von wenigstens 2 m unter der Sohlenoberkante der Grundschleuse, an allem und jedem pro Quadratmeter	12	—
53.	**Bohlwerksgerippe** zu den hölzernen Uferschutzbauten und als Fuß von Böschungspflasterungen. Dieses Gerippe umfaßt die Lieferung und vollständige Anarbeitung der Piloten, Längs- und Querzangen, Querriegel und Erdverankerungspiloten, samt Beigabe und Anarbeitung der Eisenteile und inkl. der fix und fertigen Erdarbeit für die Einbringung der Querzangen, Querriegel und der Erdverankerungspiloten, inkl. Wasserschöpfen, Pölzen und Gerüsten. An Zimmermannsarbeit, Erdarbeit, an Lieferung und Anarbeitung der Eisenteile, an allem und jedem, fix und fertig pro Kurrentmeter	15	20

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis	
		K	h

Anmerkung: Dieses Gerippe besteht aus in Entfernungen von je 1 m voneinander eingerammten, 20 cm am dünnen Ende starken und 40 cm langen Rundpiloten, ferner aus zwei Reihen mit den Piloten verschraubter Längszangen von 15/20 cm Querschnitt und aus dem in Entfernungen von je 8 m angebrachten, fix und fertig hergestellten Verankerungen, deren jede aus je zwei à 4,8 m langen Querzangen, zwei je 1 m langen Querriegeln und einer 2 m langen Erdverankerungspilote besteht.

Auf 1 Kurrentmeter Bohlwerksgerippe entfallen:

a) eine 20 cm starke, 4 m lange Rundpilote, samt Rammen, à 1,60 K . . . . 6,40 K,
b) 2 Kurrentmeter Längszangen 15/20 cm, à 1,50 K . 3,00 „
c) 1 Pilotenschuh, à 4 kg . . . . 2,00 „
d) 1 Schraube samt Platten, 15 mm . . . . 0,80 „

Hierzu kommt noch der achte Teil der Kosten für die nachstehend berechnete Erdverankerung:

2 Querzangen à 4,8 m, zusammen 9,6 m lang, 15/20 cm zweiseitig behauen, à 1,30 K . 15,08 K,
2 m Querriegel à 1,30 K . . . . 2,60 „
2,20 m starke Rundpiloten samt Rammen . 3,20 „
4 Schrauben, 2 à 50 cm lang, à 40 h . . 1,60 „
2 à 45 „ „ à 48 „ . . 1,52 „
Zusammen 24,00 K.

Ein Achtel hiervon . . . . 3,00 K.

Demnach kostet 1 Kurrentmeter hölzernes Bohlwerksgerippe . . . . 15,20 K.

Es wird ausdrücklich bemerkt, daß dieses Bohlwerksgerippe nur nach dem fix und fertig hergestellten hölzernen Schutzbau mit dem oben eingestellten Einheitspreise von 15,20 K zur Berechnung kommt, und daß alle 8 m eine Verankerung herzustellen ist. Speziell wird noch bemerkt, daß der Unternehmer über Weisung auf Anweisung der Bauleitung die Piloten statt mit 4 m event. auch ohne Entschädigung auf 5 m Länge zu liefern und einzurammen hat; ebenso kann es vorkommen, daß an einzelnen Stellen statt der 4 m langen Piloten solche von 3—3½ m Länge genügen dürften.

54. **Bohlwerkswandgerippe** resp. Falzbürstenwandgerippe bei den Schleusen- und Wehresanlagen, nach den Detailplänen genau hergestellt.

Diese in den Ausmaßen sehr verschiedenen Gerippe bestehen aus in Entfernungen von je 1 m eingerammten, 25—30 cm am dünnen Ende starken, 3—7 m langen Rundpiloten, Längszangen von 15/20 cm Querschnitt und den in mehreren Fällen zur Anwendung gelangenden, in Abständen von 4 m angebrachten Erdverankerungen, wie die bei No. 53 beschriebenen, samt Beigabe und Anarbeitung der Eisenteile

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
	und inkl. der fix und fertigen Erdarbeit für die Einbringung der Querzangen, Querriegel und der Erdverankerungspilote, dem Wasserschöpfen, den Pölzen und Gerüsten.		
	Für diese Herstellungen wird ein Einheitspreis nicht aufgestellt und gelangen die bei diesen Anlagen zur Verwendung kommenden Konstruktionselemente jedes für sich zur Verrechnung.		
55.	**Strafsengeländer für Bezirksstrafsen I. Klasse,** fix und fertig hergestellt, der Geländerbaum 16/18 cm stark, 4 m lang, die Geländersäule 18/21 cm, samt den 16/18 cm starken Querschwellen und Streben, die Tagteile gehobelt, die Erdteile gekohlt oder geteert, fix und fertig aufgestelltes Straßengeländer an Erd- und Zimmermannsarbeit pro Kurrentmeter	4	—
56.	**Strafsengeländer für Gemeindewege und Bezirksstrafsen II. Klasse,** der 4 m lange Geländerbaum 14/16 cm stark, die Geländersäule 16/18 cm, samt den 14/16 cm starken Querschwellen und Streben, sonst wie No. 55, pro Kurrentmeter	3	40
57.	**Schleuderpflöcke,** 2 m lang, 16/18 cm Querschnitt, Tagteile gehobelt, Erdteile gekohlt, samt Aufstellen, pro Stück	4	—
58.	**Montierungsgerüste** zur Montierung der eisernen Straßenbrücken, nach den Angaben der Bauleitung hergestellt, samt Beigabe des erforderlichen Bohlenbelages und dem seinerzeitigen Abtragen des Gerüstes, wobei das Material im Besitze des Unternehmers verbleibt, pro Quadratmeter fix und fertig hergestellt	2	—
	b) Aus Eichenholz (wintergeschlagenes).		
59.	**Hölzernes Konstruktionsgerippe** für die Schleusenvorrichtung bei den Hochwassergräben und bei den Grundschleusen, bestehend in Schleusenpolstern, Eckgriessäulen, Mittelgriessäulen und Griesholmen aus reinkantig behauenen, bis zu 8 m langen Hölzern, inkl. Herstellung der Falze, Nuten etc. und der erforderlichen Zimmermannsarbeit für das Einlassen der Eisenteile, pro Kurrentmeter fix und fertig hergestellt, an aller Arbeit, Material und Zufuhr wird vergütet:		
	a) bei einem Querschnitt von 35/45 cm	20	—
	b) „ „ „ „ 30/35 „	14	—
	c) „ „ „ „ 30/30 „	12	—
	d) „ „ „ „ 45/45 „	25	—
60.	**Hölzernes Versteifungsgerippe** für die Mittelgriessäulen, zugleich Mitteljoche für die Bedienungsstege der Schleusen, aus reinkantig behauenen, event. mit Falz oder Nut versehenen und an den Tagteilen abgehobelten Hölzern bis zu 8 m Länge, samt Beigabe und Anarbeiten der Eisenbestandteile (Klammern, Nägel, Schrauben) wird pro Kurrentmeter vergütet:		
	a) bei einem Querschnitt von 25/30 cm	10	—
	b) „ „ „ „ 20/25 „	5	—

Lfde. No.	Gegenstand:	Einheitspreis K	h
61.	**Aufzugschützen** aus 25/30 cm breiten, bis 3 m langen Pfosten, in Feder und Nut genau nach der vom Unternehmer zu liefernden und von der Bauleitung zu genehmigenden Detailzeichnung hergestellt, an Material, Zufuhr, Anarbeiten, Hobeln, samt Beigabe und Anarbeiten der erforderlichen Eisenteile (Schrauben, Nägel und Bänder) fix und fertig hergestellt pro Quadratmeter:		
	a) bei einer Stärke der Pfosten von 10 cm	12	—
	b) „ „ „ „ „ „ 15 „	16	—
	c) Eisenteile.		
62.	**Bandeisen**, Verbindungsklammern, Pratzen etc., pro Kilogramm . .	—	40
63.	**Pilotenschuhe**, vierarmig, pro Kilogramm	—	50
64.	**Schrauben** samt Platten pro Kilogramm	—	70
65.	**Schützenaufzugsvorrichtungen**, vollständig montiert, gleichgültig ob Guß- oder Schmiedeeisen (das ist Bänder, Zahnstangen, Zahnräder, Schrauben, Kegelräder, Transmissionen, Kurbeln etc.), fix und fertig geliefert, aufgestellt, an allem und jedem, pro 100 kg	70	—

Anhang.

Einheitspreise für Tagelöhne, Fuhrlohn, Materialien etc. und für sonstige Arbeitsgattungen bei Regiearbeiten,

auf Grund derer die früheren Preise berechnet wurden.

1. Die Tagschicht wird mit 10 vollen Arbeitsstunden festgesetzt.
2. Für die Beistellung und Abnutzung der Requisiten und Werkzeuge, für die nach diesem Nachhange auszuführenden Regiearbeiten, dann für Aufsicht werden 10 % der für die betreffende Arbeitsleistung zur Vergütung gelangenden Löhne geleistet, wobei aber Poliertagelöhne nicht in Aufrechnung kommen dürfen.
3. Ein Maurergesellentagelohn . . . . 2,60 K.
4. Ein Handlangertagelohn (männlich) . . . . 2,00 „
5. Ein Handlangertagelohn (weiblich) . . . . 1,40 „
6. Ein Lehrjungentagelohn . . . . 1,80 „
7. Eine Stunde über die tägliche Arbeitszeit wird mit 10 % des Tagelohnes vergütet.
8. Eine ganze Tagfuhre mit 2 Pferden samt Wagenbeistellung . . . . . 14,00 „
9. Eine halbe Tagfuhre, sonst wie oben . . . . 8,00 „
10. Eine Fuhre kürzerer Dauer . . . . 4,00 „
11. 100 kg alte Eisenbahnschienen, an Material, Zufuhr und Versetzen, inkl. Grundieren und dem zweimaligen Ölanstrich . . . . 15,00 „
12. 100 kg eiserne, gewalzte oder genietete Träger, samt Versetzen . . . 4,00 „
13. Eisengeländer, Versetzen pro lfd. m, samt zweimaligem Ölanstrich . . 1,00 „
14. Steinklammern, ca. 30 mm lang, 3 cm breit und $1^1/_2$ cm dick, samt Versetzen, pro Stück . . . . 0,80 „

Daran anschließend folgen noch nachstehende Preise für Ufer- und Lehnensicherungen, sowie für Verbauungen:

1.	Herstellung von einreihigen Flechtzäunen, 30—60 cm hoch, samt Lieferung des Materials, pro lfd. m	0,60 K.
2.	Herstellung von zweireihigen Flechtzäunen, 1 m hoch, samt Lieferung des Materials, pro lfd. m	1,60 „
3.	Lehnenverflechtung mit Schlickzäunen, 20—30 cm hoch, in 1 m² große, unter 45° geneigte Felder geteilt, pro Quadratmeter	1,20 „
4.	Steinsatz aus zum Teil erzeugten, zum Teil aus an Ort und Stelle vorhandenen Bruchsteinen hergestellt, pro Kubikmeter	1,60 „
5.	Trockenpflasterung aus vorhandenen Steinen, pro Quadratmeter	0,60 „
6.	Aushub in leichterem und mittlerem Material, pro Kubikmeter	0,50—0,60 K.
7.	Herstellung von Grundschwellen aus Rundholz, im Mittel $d = 30$ cm, samt Sicherung durch Spreitlagen (samt Materialbeigabe), pro lfd. m	2,80 K.
8.	Herstellung einer Sperre aus Holz, samt Materialbeigabe, 1 m hoch (als zweireihigen Flechtzaun) und Faschinenspreitlage	2,40 „
9.	Sperren aus Holz, 1,5 m hoch, als dreireihiger Flechtzaun (siehe Fig. 124)	3,00 „
10.	Sperren aus Holz, 2 m hoch (siehe Fig. 128)	15,00 „
11.	Sperren aus Bruchstein, samt Fundament und Flügelaushub, pro Kubikmeter	5,00 „
	Speziell für Stauweiher.	
12.	Wehraufsätze:	
	a) 2 m hohe Wehrbalkenaufsätze für 6 m Spannweite in der in Taf. XX, Fig. 4, ersichtlichen Konstruktion, samt eisernem Steg und Aufzugsmechanismus, pro Feld (6 m breit)	2800 K.
	b) 2 m hohe Klappenwehraufsätze nach Taf. XVII, Fig. 2, wie oben, pro 6 m breite Öffnung	3000 „
13.	Eiserne Schütze, 1,5/1,0 m, samt Rahmen, Aufzugsmechanismus und 10 m langer Spindel (siehe Taf. XX, Fig. 13), pro Stück	1000 „
14.	Preise von Röhren, Schieber etc. siehe in dem Abschnitt über Wasserversorgungen.	

H. Ausgeführte Stauweiherbauten.

I. Deutschland.

1. Der Stauweiher im Eschbachtale oberhalb Remscheid.

Dieser zur Wasserversorgung der Stadt Remscheid (in der Rheinprovinz) im Eschbachtale von Prof. Intze in Aachen projektierte und in den Jahren 1889—1891 ausgeführte Stauweiher wird durch eine 25 m hohe Talsperrenmauer gebildet, welche, nach einem Radius von 125 m gekrümmt, als horizontales Gewölbe beiderseits in solide Felswiderlager 2—$2^1/_2$ m tief eingebunden ist. Die Kronenlänge beträgt 160 m, die Kronenbreite 4 m, die Fundamenttiefe 5—6 m, die nutzbare größte Wassertiefe 18 m. Das Sperrenprofil ist ähnlich dem Elsässer Normalprofil konstruiert. Als horizontales Gewölbe würde dieses Profil mit 12 kg pro cm² vollkommen stabil sein, doch wurde hierauf keine Rücksicht genommen, sondern dasselbe bei gefülltem Reservoir im Maximum nur mit 5,49 kg pro cm² an der äußeren Kante, bei leerem Reservoir mit 5,31 kg pro cm² an der inneren Kante in Anspruch genommen. Überdies wurden die Mauerwerkschichten konkav

nach unten angeordnet, so zwar, daß dieselben normal zur Richtung der Resultierenden liegen. Der Lennepschiefer, ein devonisches, lagerhaftes, mit Grauwackenschiefer wechsellagerndes Gestein, ließ diese Art der Schichtenmauerung zu; er besitzt ein spezifisches Gewicht von 2,7 kg, eine Druckfestigkeit von 800 kg parallel zu den Schichtenflächen und 1500—2000 kg pro cm² senkrecht darauf. Das Mauerwerk hat ein spezifisches Gewicht von rund 2,4 kg. Die Parapuetmauern wurden aus Ziegeln, die Deckplatten aus Basaltlava hergestellt. Der zum Mauern verwendete Mörtel bestand aus 4 Volumenteilen Fettkalk, 6 Volumenteilen bestem blauem Plaidter Traßmehl (natürlicher Zement am Rhein) und $3^1/_2$ Volumenteilen reingewaschenem Rheinsand. Die Druckfestigkeit dieses Mörtels betrug nach 3 Monaten:

bei Erhärtung unter Wasser . . . . . 166 kg pro cm²,
„ „ an der Luft . . . . . . 90 „ „ „

gegenüber der größten Beanspruchung im Mauerwerk von $5^1/_2$ kg pro cm². Der Mörtel erwies sich bei einem Wasserdrucke von 2 Atmosphären vollkommen wasserdicht. Um das beinahe bei allen früher erbauten Talsperren beobachtete Durchsickern zu verhindern, wurde die Wasserseite aus einem 65 bezw. 39 cm tiefen und 90 bezw. 60 cm langen abgetreppten Pflaster aus Klinkerziegel hergestellt, und zwar wurde die treppenförmige Oberfläche des Sperrenmauerwerkes zuerst mit Zement und Kalkmörtel gut verputzt, sodann diesem Verputz ein zweimaliger Anstrich mit 1 Teil Goudron und 2 Teilen Holzzement gegeben und darauf erst die in Fig. 146 dunkel schraffierte Klinkerziegelschar gelegt. Dem guten Anschluß an die Fundamentsohle wurde eine besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Da alle Fugen des aufgeschlossenen gesunden Felsens durch einen kräftigen Wasserstrahl unter 10 m Druck ausgespritzt waren und der Felsen selbst mit Stahldrahtbürsten rein abgerieben war, wurden alle Fugen mit Portlandzement ausgegossen und alle feinen Wasseradern, welche sich infolge stärkerer Regen zeigten, auf das Sorgfältigste abgedichtet, so daß der an und für sich geringe Wasserzufluß in der Baugrube schließlich auf 2 kleine Quellen zusammengedrängt wurde, welche zunächst in Röhren gefaßt, abgeleitet und mit zunehmender Mauerhöhe der Ausfluß so weit gehoben wurde, bis endlich der geringere Auftrieb ein vollständiges Abdichten der Quellen ermöglichte. Der Felsaushub wurde auch dort, wo er die Normalbreite überschritten hatte, voll ausgemauert. Der Fassungsraum des Stauweihers beträgt 1 Mill. m³.

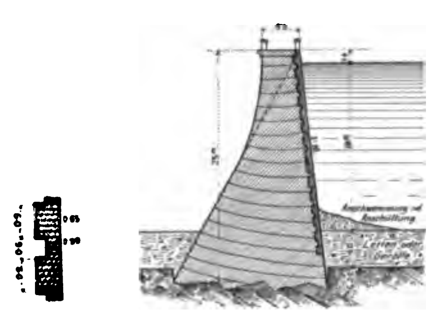


Fig. 146. Reservoirmauer der Talsperre bei Remscheid.

Die Kosten der Talsperre selbst betrugen . .	350000 M.
Der Filterturm zur Wasserentnahme etc. . . .	30000 „
Die Grundeinlösung	108000 „
Zusammen:	**488000 M.**

Es stellt sich daher 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf rund **49 Pf. = 58 h ö. W.** Die Herstellung des Mauerwerkes wurde seitens der Bauunternehmung mit 13 M. pro m³ (15,20 K) inkl. Lieferung der hydraulischen Bindemittel übernommen, mit welchem Preise dieselbe jedoch knapp das Auslangen gefunden hatte.

Das Niederschlagsgebiet des Stauweihers beträgt 4,5 km², die Wasserspiegelfläche 13,4 ha; das Reservoir kann jährlich 4 mal gefüllt werden. Die mittlere jährliche Regenmenge betrug 6 Mill. m³ (1333 mm Regenhöhe), die mittlere jährliche Abflußmenge wurde mit 4 Mill. m³ gemessen, woraus also ein mittlerer Abflußkoeffizient $K_1 = 0{,}67$ (67 %) resultiert; derselbe betrug im Winter bis 100 % und im Sommer 10 %. Die Messung des Abflusses erfolgte automatisch durch einen von der Firma Hürxthal & Brune in Remscheid angefertigten Apparat. Derselbe besteht aus einem in einem Häuschen situierten, in dem Bache eingebauten Überfall. Die variable Höhe des Wasserspiegels wird durch einen Schwimmer, eine durch Rollen geführte Stange und eine Räderübersetzung vermittelt (selbstregistrierender Pegel), mittels eines Schreibstiftes auf einer durch ein Uhrwerk rotierenden Trommel registriert. Da für die jeweilige Überfallhöhe das zugehörige sekundliche Abflußquantum durch Rechnung bestimmt wurde, so wird die auf dem entsprechend rastrierten Papierstreifen der Trommel von dem Stifte gezeichnete Kurve direkt die sekundlichen Abflußmengen repräsentieren.

In den älteren Projekten Prof. Intzes wurden nachstehende Einheitspreise angenommen:

Erd- und Felsaushub im Mittel pro m³ 2 M. (2,30 K).
Sperrenmauerwerk pro m³ 14 M. (16,40 K).
Verputz und Dichtung der Wasserseite pro m² 2,50 M. (2,90 K).
Grundeinlösung (Wald, Acker und Wiese) pro Hektar 1000—3000 M. (1170—3500 K).

Von den zahlreichen neueren, von Intze projektierten und geleiteten Bauten soll mit Rücksicht auf die diesbezüglich erschienenen zahlreichen Spezialpublikationen hier nur das größte Werk (das zurzeit größte Stauweiherbecken Europas) besprochen werden. Es ist dies

2. die Urfttalsperre bei Gemünd (Rheinprovinz).

Diese Talsperre ist nicht nur in der Gruppe der Ruhrtalsperren, sondern auch unter den übrigen europäischen Gebirgsreservoiren, sowohl in bezug auf die Höhe der Abschlußmauer wie auch in Rücksicht auf den Beckeninhalt, zurzeit die größte derartige Anlage. Die erste Veranlassung zur Aufstellung des Projektes dieses Bauwerkes boten die im Auftrage der Regierung unternommenen topographischen und hydrographischen Untersuchungen des Niederschlagsgebietes der Roer, eines der Eifel entströmenden rechten Nebenflusses der Maas, deren oftmals wiederkehrende Hochwässer bedeutenden Schaden anrichteten. Im Verlaufe dieser Studien wurde die Erkenntnis gewonnen, daß durch Anlage eines Sammelweihers im Tale der Urft, eines der wasserreichsten Zuflüsse der Roer, nicht nur ein großer Teil der verderbenbringenden Hochfluten zurückgehalten werden könne, sondern daß auch

gleichzeitig die Kosten dieser Schutzmaßregel durch die Ausnützung des Abflusses dieses Staubeckens zum Betriebe einer Turbinenanlage nicht nur gedeckt, vielmehr sogar noch ein Gewinn erzielt werden könne. In dieser Voraussetzung wurde der Bau durch eine Privatgesellschaft, die Ruhrtalsperren-Gesellschaft, in die Hand genommen.

Diese Gesellschaft setzt sich zusammen aus der Stadt Aachen, sowie den Kreisen Aachen, Düren, Schleiden, Heinsberg, Jülich und Montjoie. Das Projekt der Anlage wurde vom verstorbenen Geh. Regierungsrat Prof. Otto Intze in Aachen aufgestellt, und lag auch die Oberbauleitung in den Händen dieses bewährten Fachmannes.

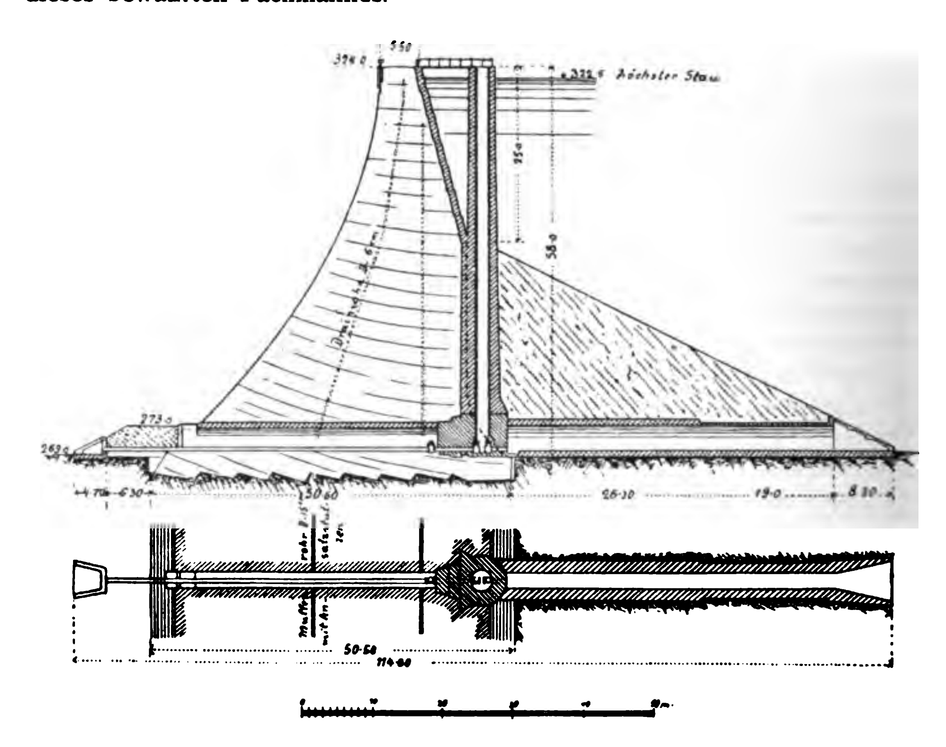


Fig. 147. Bau der Urfttalsperre.
Schnitt durch die Staumauer samt Entlastungsstollen und Schieberturm.

Das Talbecken, das durch Errichtung der Urfttalsperre in einen See umgewandelt wurde, liegt kurz vor der Einmündung der Urft in die Roer in einer Seehöhe von ca. 270 m, und ist die Abschlußstelle ca. 12 km von dem Städtchen Gemünd an der Eifel entfernt. Das ziemlich stark gekrümmte Tal weist hier eine Anzahl von Erweiterungen auf, welche der Vergrößerung des Beckeninhaltes sehr zustatten kommen. Bei einer Wassertiefe von 52,5 m an der Abschlußstelle bedeckt der Stauspiegel bei einer Länge von ca. 8 km eine Oberfläche von ca. 216 ha, und wurde ein Fassungsraum von $45^1/_2$ Mill. m^3 geschaffen. Zur Füllung dieses Beckens dient der Abfluß eines ca. 375 km^2 messenden Niederschlagsgebietes, dessen jährliche Wasserabgabe nach dem

Mittel der Jahre 1888—1899 auf 160 Mill. m^3 zu veranschlagen ist. Der Abfluß dieser Wassermassen ist jahreszeitlich dermaßen verteilt, daß im Laufe eines Jahres auf eine dreimalige Anfüllung des Beckens gerechnet werden kann.

Die Talsperrenmauer weist eine ziemlich komplizierte Querschnittsform auf, welche sowohl vom Dreiecksprofil wie auch vom Trapezprofil ziemlich bedeutend abweicht (Fig. 147). Die Hauptabmessungen derselben sind:

Größte Mauerhöhe über der Fundamentsohle	58,0 m.
„ Wassertiefe	52,5 „
„ Sohlenbreite	50,5 „
Kronenbreite	5,5 „
Länge in der Krone	226,0 „
Krümmungsradius	200,0 „



Fig. 148. Bau der Urfttalsperre. Linke Einbindung.

Die bei verschiedenen neueren Talsperrenmauern perhorreszierte Bogenform der Mauer wurde bei der Urfttalsperre beibehalten, da der Projektant aus dieser Ausführungsweise namentlich in Rücksicht auf die durch Temperaturänderungen bedingten Dilatationen eine größere Dichtheit erhoffte.

An der Abschlußstelle tritt überall von Grauwacke durchsetzter devonischer Schiefer zutage, und konnte nach Abtragung der oberen angewitterten Schichten bereits in einer Tiefe von 4 m unter Terrain ein zum Aufbau der Mauer ge-

eignetes Felsbett bloßgelegt werden. Die Schichtung des Gesteines erwies sich ebenfalls sehr günstig, indem die Schichten unter einem Winkel von 45° gegen das Innere des Beckens einfallen und sich in der Richtung der Mauer verflächen. Die feinen Risse in dem für die Mauersohle und die seitlichen Einbindungen bloßgelegten Fels wurden außerdem durch einen Guß von Zementbrei gedichtet. (Diese Dichtung ist auf Fig. 148, welche die linke Einbindung zeigt, durch die hellere Färbung deutlich erkenntlich.[1]) Zum Talsperrenmauerwerk gelangte für den Kern der Mauer Tonschiefer, für die äußere, 2 m starke Schichte die widerstandsfähigere Grauwacke zur Verwendung. Leider wiesen die zur Verfügung stehenden Bausteine ziemlich kleine Dimensionen auf. Hierdurch wurde einerseits eine um so sorgfältigere Ausführung des Mauerwerkes zur Vermeidung des Auftretens von Hohlräumen im Innern der Mauer erforderlich und andererseits auch der Mörtelverbrauch erheblich gesteigert. Während anfänglich 42 % Mörtel verwendet werden mußten, hat sich bei zunehmender Übung der Maurer in der Behandlung des Materials der Mörtelaufwand auf 33 % des Mauerwerksinhaltes reduziert. Zur Aufmauerung der Hauptmauer wurde Kalktraßmörtel verwendet. Derselbe bestand aus 1 Volumenteil Fettkalk (Weißkalk), 1,5 Teilen Traßmehl und 1,75 Teilen Sand. Letzterer war Haldensand aus den Bleipochwerken von Mechernich, ein Rückstand der Verarbeitung der im Buntsandstein auftretenden Knotenerze. Dieser Sand besteht der Hauptmasse nach aus feinen Quarzkörnern, enthält aber immer noch einen ziemlich bedeutenden Anteil (0,4 %) Bleiglanz. Der Kalktraßmörtel ist wegen seiner langsamen Abbindung gewählt worden, um während der Aufmauerung ein möglichst gleichmäßiges Setzen des Mauerwerkskörpers ohne Bildung von Rissen zu gestatten. Derselbe zeigte nach Verlauf von 4 Wochen eine Zugfestigkeit von 20 bis 22 kg, nach 12 Wochen eine Zugfestigkeit von ca. 30 kg. Um etwaige, trotz der sorgfältigen Ausführung des Mauerwerkes in demselben auftretende Wasseradern abzufangen, wurde bei der Urfttalsperre das erstemal der Einbau von Drainagerohrsträngen vorgesehen, und durchziehen dieselben in Abständen von 2,5 m Entfernung ungefähr den Grenzlinien des inneren Mauerdrittels folgend die Mauer der ganzen Höhe nach und wurden an der Sohle durch Rohrstränge aus glasierten Steinzeugröhren zusammengefaßt und nach den die Mauer durchbrechenden Entlastungsstollen abgeleitet. Nach der Wasserseite erhielt die Mauer überdies eine besondere Verkleidung, welche aus einem Zementverputz von 25 mm Stärke besteht, der selbst wieder durch einen Goudronanstrich und ein Verblendmauerwerk aus ausgesucht bester Grauwacke von 90 cm Stärke geschützt wird. Der Zementputz besteht aus 1 Teil Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 2 und 1—3 Teilen Kalktraßmörtel. Der untere Teil der Wasserseite der Mauer ist überdies durch eine Erdanschüttung mit zweifacher Böschung und Abpflasterung der direkten Einwirkung des Wassers entzogen. Zur Verzierung der Talseite wurden neben einem leichten Hauptgesimse einige Bänder aus Andernacher Basalt in vertikaler Richtung der ganzen Höhe der Mauer nach eingelegt. Durch die

[1]) Abbildungen nach den vom Adjunkten der Lehrkanzel Dr. Robert Fischer anläßlich der 1902 von mir unternommenen Studienreise gemachten photographischen Originalaufnahmen.

Mauer sind zwei Entlastungsstollen von 3,6 m Höhe und 2,4 m Breite geführt, über deren wasserseitigem Austritt aus der Mauer ein Bedienungsschacht schornsteinartig aufgemauert wird, um die in diesen Stollen zur Verlegung gelangenden Rohrleitungen mit Schieber von 600 mm Durchmesser bedienen zu können. Diese Stollen sind nach der Wasserseite unter der Erdanschüttung in Form von Durchlässen weitergeführt und mit entsprechenden Portalen ausgestattet. Die Stollen wurden nach Verlegung der Rohre auf eine Strecke von 8 m mit Klinkern vermauert.

Der Hochwasserüberfall ist seitlich von der rechten Taleinbindung der Mauer angeordnet. Anfänglich bestand der Plan, denselben mit einem selbsttätigen Döllschen Klappenwehre auszustatten, und sollte dasselbe nach Erreichung des auf 1,5 m unter Mauerkrone fixierten Maximalstaues in Wirksamkeit treten und den Ablauf einer Wassermenge von 150 m^3 gestatten. Da man jedoch infolge der Wichtigkeit, welche dem exakten Funktionieren des Überfalles für die Sicherung des Bestandes der Staumauer zukommt, dem automatischen Funktionieren dieses Klappensystems nicht genügend Vertrauen schenkte, gelangte der Überfall, dessen Überfallskante auf Kote 322,5, das ist 1,5 m unter Mauerkrone, verlegt wurde, so zur Ausführung, daß demselben eine im Grundriß wellenförmige Begrenzung gegeben wurde und in demselben einige, bis auf Kote 320,0 herabreichende, durch Schützen verschließbare Öffnungen angebracht wurden. Der Überfall ist durch Pfeiler von 1 m Stärke in Felder von 7 m Lichtweite geteilt, und wird seiner ganzen Länge nach von einer über die Pfeiler geführten Dienstbrücke überspannt. In dieser Form ist derselbe imstande, bei einer Länge von 90 m und einer Stärke der überfallenden Wasserschichte von 20 cm und bei geöffneten Schützen ein sekundliches Wasserquantum von 100 m^3 abzuführen. An den Überfall schließt sich eine Kaskade von 53 m Höhe an, deren einzelne Stufen 1,5 m hoch sind und an Länge nach unten hin abnehmen, so daß dieselben bei Erreichung der Talsohle nur mehr eine Länge von 60 m besitzen.

Zur Trockenhaltung der Baustelle während der Bauzeit wurde oberhalb der Abschlußstelle ein provisorischer Erddamm angelegt und das durch denselben aufgestaute Wasser mit Hilfe eines ca. 140 m langen Stollens unter der Kaskade durch den Berg geführt. Dieser Stollen blieb auch nach Fertigstellung der Mauer als Hochwasserentlastungsstollen in Funktion, jetzt aber nicht mehr mit dem vollen Profil wirksam, sondern nimmt dasselbe zwei auf eine Länge von 24 m eingemauerte Rohre von 700 mm Durchmesser auf. Am Einlauf dieses Stollens war zur Zeit des Baues ein selbstregistrierender Pegel aufgestellt, der, da die ganze zum Ablauf gelangende Wassermenge dieses Profil passieren mußte, einen genauen Aufschluß über die zu erwartende Speisung des Beckens zu geben imstande war. Der Pegel war nach dem System Seibt-Fueß von Behm in Karlsruhe konstruiert.

Die Wasserentnahme aus dem Becken für die Speisung der bei Heimbach situierten Wasserkraftanlage erfolgt durch einen ca. 1,5 km oberhalb der Staumauer aus dem Reservoir abzweigenden Zuleitungsstollen, dessen Einlauf auf Kote 279,0, das ist 43,5 m unter dem maximalen Stauspiegel, liegt, in einer Länge von 2790 m und in einer maximalen Tiefe von 300 m unter

Terrain den Kermeter Forst durchfährt und bei Schwammenauel an der Roer auf Kote 277,3 ausmündet. Dieser Stollen ist durchaus in Fels vorgetrieben, und hat die wechselnde gegen Erwartung ungünstige Beschaffenheit des durchfahrenen Gesteinsmaterials eine an einzelnen Stellen bis 77 cm starke Betonauskleidung erforderlich gemacht. Der Stollen hat auf der Seite des Beckens einen lichten Querschnitt von 6,14 m^2, während der maximale Felsausbruch bis 8 m^2 betrug. Derselbe steht auf eine Länge von ca. 2700 m unter Druck. Der Wasserzutritt kann durch einen in der Entfernung von 106,7 m vom Einlauf in einem Schachte untergebrachten Torschieber reguliert werden und ist zur langsamen Füllung des Stollens neben dem Torschieber ein Umlauf angeordnet. In einer Entfernung von 83,5 m vom Auslauf beginnt die Druckrohrleitung, deren zwei Stahlrohre von 1500 mm Durchmesser auf eine Strecke von 15 m die Tunnelvermauerung durchsetzen. Bei dem Anfangspunkt der Druckrohrleitung ist ebenfalls ein Schacht abgeteuft. Von hier aus kann der Wassereintritt in die Druckrohre reguliert werden, und sind zu diesem Zwecke für jedes der beiden Rohre ein Hauptschieber, eine Drosselklappe, sowie Umläufe zur langsamen Füllung der Rohre eingebaut. Dieser Schacht wirkt übrigens auch als Druckregulator bei Schwankungen im Wasserverbrauche der Turbinenanlage. Letztere wurde mit 8 Francis-Turbinen ausgestattet und werden denselben sekundlich 10 m^3 Aufschlagwasser zugeführt. Die Druckhöhe desselben schwankt hierbei je nach dem Füllungszustande des Beckens zwischen 70 und 110 m.

Bei Inangriffnahme der Bauarbeiten an der Urfttalsperre handelte es sich in erster Linie darum, die entlegene Baustelle, die bisher durch keinerlei auf Massentransporte eingerichtete Wege erreichbar war, entsprechend zugänglich zu machen. Zu diesem Zwecke wurde von der nächsten Bahnstation Gemünd eine eigene Arbeitsbahn nach dem Baufelde errichtet. Dieselbe besaß eine Länge von 12 km und wurde mit einem Kostenaufwande von ca. 300000 K angelegt. Die Trasse derselben führte dem rechten Ufer der Urft entlang. Die Nivelette verlief in einer Höhe von 3—4 m über dem maximalen Stauspiegel des Sees, um auch nach Füllung desselben und einer entsprechenden Änderung des Oberbaues einen bleibenden Fahrweg zu liefern. Nur an einigen Krümmungen der Trasse wurde das Planum etwas gehoben, um an Erdarbeit zu sparen, andererseits wurde an einigen Kreuzungen mit Seitenbächen der Urft zur Verringerung der Höhen der Brücken eine Senkung der Trasse durchgeführt. Die Bahn diente in erster Linie der Zufuhr des Sandes und Zementes, sowie dem Verkehre eines Teiles der Arbeiter, der nicht in dem eigens errichteten Barackenlager Unterkommen gefunden hatte. Eine zweite Materialbahn, welche dem Laufe der Urft entlang in der Talsohle selbst angelegt war, verband die verschiedenen, im Becken gelegenen Steinbrüche mit der Baustelle.

Die großen Mengen von Baumaterialien, welche täglich zur Verwendung gelangten, bedingten außerdem eine sorgfältige Disposition der Zufahrtswege auf der Baustelle selbst. Die mit Bausteinen von den Lagerplätzen herankommenden Wagen wurden auf Stockgeleisen an die wasserseitige Mauerfront herangeführt und dann in Hebetürmen auf das jeweilige Mauerniveau befördert.

Zu diesem Zwecke waren im ganzen drei Fördertürme (Fig. 149) angeordnet, wobei beide äußere der Hebung der beladenen Wagen, der mittlere der Senkung der leeren Wagen dienten. Auf der Maueroberfläche selbst waren drei Schienenwege der Länge nach verteilt, und wurden dieselben von drei Querschienenzügen, die an die Türme anschlossen, gekreuzt. Die Kreuzungsstellen waren mit Drehscheiben ausgestattet, so daß die Wagen auf jedes einzelne Geleise überführt werden konnten. Die motorische Kraft für die Hebung der Plattformen (Förderschalen) der beiden äußeren Türme wurde von je einer Dampfmaschine geliefert und durch Drahtseiltransmission über-

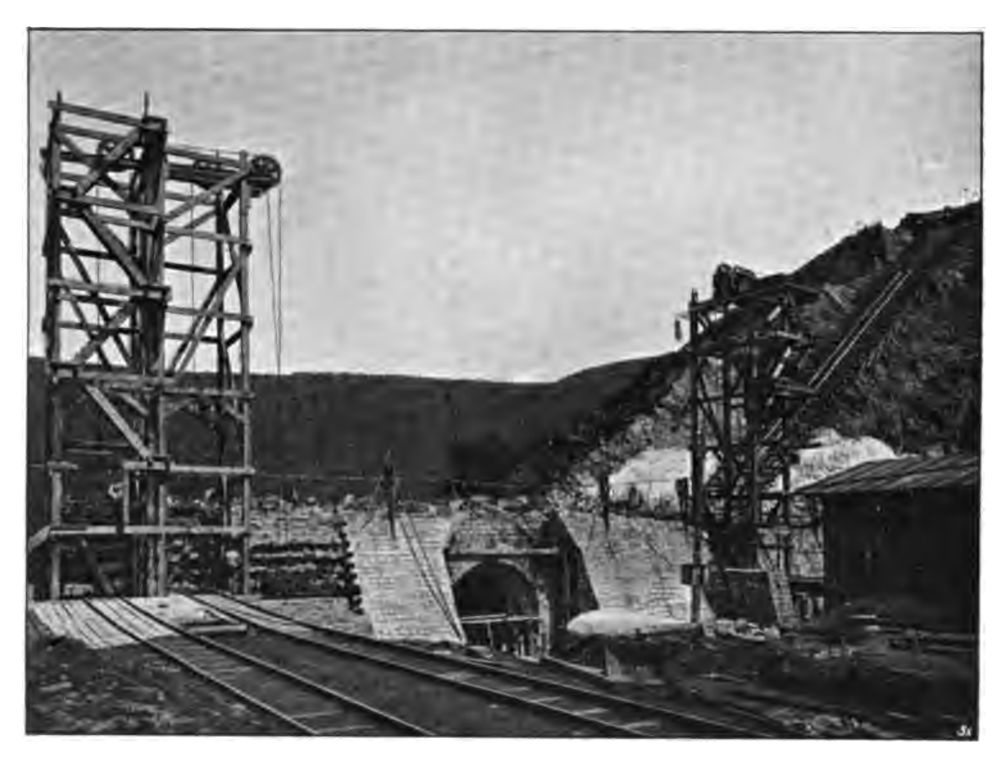


Fig. 149. Bau der Urfttalsperre. Fördertürme.

tragen. Die Senkung der Wagen in dem mit zwei Förderschalen ausgestatteten mittleren Turme wurde durch ein Bremsvorgelege reguliert. In den äußeren Türmen waren die zu hebenden Lasten durch Gegengewichte äquilibriert. Die Steine wurden bereits auf den Depots gewaschen, außerdem war eine Wasserleitung an der Baustelle selbst angelegt, um das bereits ausgeführte Mauerwerk allezeit entsprechend befeuchten zu können. Die Ausführung des Mauerwerkes erfolgte in der Weise, daß dasselbe um die Geleise herum bis auf eine Höhe von 1,5 m aufgeführt, dann die Geleise gehoben und die verbleibenden Rinnen auf die Gleiche aufgemauert wurden. Um die im Grundrisse wie auch im Querschnitte bogenförmige Begrenzung des Mauerwerkes allezeit genau einhalten zu können, bezw. die Aufstellung der

Leergerüste zu erleichtern, wurden in dem Mauerkörper Gasröhren eingemauert, deren gegenseitige Position mit dem Theodoliten festgelegt wurde, und wobei von denselben die Einmessung der Mauerwerksbegrenzung jederzeit leicht durchgeführt werden konnte. Die Mörtelbereitung wurde in einer am rechten Mauerflügel im Niveau der Mauerkrone gelegenen Mörtelbereitungsstation vorgenommen. Zur Löschung des Weißkalkes diente ein Bottich mit Rührvorrichtung, und wurde der gelöschte Kalk vor seiner Verwendung zur Mörtelbereitung vier Wochen eingesumpft, zu welchem Zwecke sieben Kalkgruben zur Verfügung standen. Die Mischung des Mörtels erfolgte in Mörtel-



Fig. 150. Bau der Urfttalsperre. Bremsberg.

mühlen nach dem System Kunz in Kempten. Vier dieser Mühlen hatten in dem Traßmagazin Aufstellung gefunden und wurden durch einen Elektromotor angetrieben. Die Mischtrommeln faßten 1,5 m Mörtel und erfolgte die Mischung in der Weise, daß zuerst der Weißkalk mit dem Traßmehl und Wasser vermengt und dann der Sand zugesetzt wurde. Das Gemenge wurde dann durch Kippen der Mischtrommel in Kastenwagen überfüllt und dieselben über einen Bremsberg (Fig. 150) auf die Baustelle herabgelassen. Am Fuße des Bremsberges befand sich ein die auf der Mauer verlegten Längsgeleise kreuzendes Quergeleise, und konnten die den Bremsberg herabkommenden Wagen mit Hilfe einer Drehscheibe auf dasselbe überführt und dann nach allen Punkten der Mauer dirigiert werden. Die Weiterverteilung des Mörtels

erfolgte in eisernen Tragkästen oder mit Hilfe von Rutschrinnen, falls es sich um die Beförderung nach tiefer liegenden Stellen handelte. Zur Zeit der Besichtigung (31. Mai 1902) waren auf der Mauer selbst 150 Maurer beschäftigt, welche im Durchschnitt täglich ca. 300 m³ Mauerwerk fertig stellten. Auf je 15 Maurer entfiel eine permanente Überwachung, während im ganzen, einschließlich der Ingenieure, 15 Aufsichtsorgane Dienst machten. Es waren dies 2 Regierungsbauführer, 2 Bauaufseher, 2 Ingenieure der Bauunternehmung, 3 Oberpoliere, 4 Vorarbeiter und 3 Aufseher für die Verteilung von Stein und Mörtel. Die Bauarbeiten wurden an die Firma Philipp Holzmann aus Frankfurt a. M. vergeben und betrug der für 1 m³ Mauerwerk an die Unternehmung bezahlte Pauschalpreis (inkl. Bindemittel) 16,5 M. = 19,8 K.

Der Stollen für das Kraftwasser wurde teilweise durch Bohrer mit elektrischem Antriebe, teilweise von Hand aus vorgetrieben. Die Ventilation (Wetterführung) erfolgte durch verzinkte Eisenrohre, welche die Luft durch einen Sulzerschen Kompressor, der durch einen Elektromotor angetrieben wird, zugeführt erhielten. Die Ausführung des Stollens kostete ca. 500 M. gleich 600 K pro Kurrentmeter. Die elektrische Zentralisation, welche den zum Betriebe der sämtlichen Baumaschinen — mit Ausnahme der Hebetürme — erforderlichen Strom erzeugte, lag beiläufig in der Mitte zwischen der Talabschlußstelle und dem Eingange des Kraftstollens.

Die gesamten Bauarbeiten an der Urftalsperre wurden im Jahre 1904 beendet.

Die Baukosten der gesamten Kraftanlage wurden anfänglich mit 5 Mill. M. = 6 Mill. K veranschlagt, doch dürften mit dieser Summe in Anbetracht der Schwierigkeiten bei Ausführung des Kraftstollens kaum das Auslangen gefunden worden sein. Die Kosten der Sperrmauer selbst waren mit 3860000 M. = 4632000 K projektiert, beliefen sich jedoch wirklich nach dem Bau auf 4800000 K, so daß hiernach pro **1 m³ Fassungsraum 8,5 Pf. = = 10,7 h** entfallen.

Die Turbinenanlage erhielt 8 Turbinen à 1250 Nutzpferdekräfte, also zusammen 10000 HP. Im Durchschnitt dürfte jedoch bei den wechselnden Wassermengen und Gefällen nur auf 6400 HP. während 7200 Betriebsstunden jährlich zu rechnen sein.

Unter Annahme einer mäßigen Verzinsung und Amortisation würde hiernach eine Pferdekraft an der Turbine selbst auf ca. 0,5 Pf. = 0,6 h zu stehen kommen. Bei elektrischer Fernleitung würde sich dieser Selbstkostenpreis je nach der Entfernung auf 1,0—1,5 Pf. = 1,2—1,8 h erhöhen.

3. Die deutschen Vogesen-Stauweiher.

Die von den östlichen steileren Abhängen des ca. 1300 m hohen Vogesengebirges herabkommenden Bäche führen infolge der bedeutenden Niederschläge wohl im allgemeinen reichliche Wassermengen den Tälern und Niederungen zu, doch ist der Abfluß ein sehr unregelmäßiger und insbesondere die Niederwasserquantitäten für die Industrie und die Wiesenbewässerungen unzureichend. Nach einer seit 50 Jahren geübten Norm wird als Wasserbedarf für die Wiesenbewässerung bei Mittel- und Niederwasser pro Jahr und Hektar

8000 m^3 angenommen (80 cm Wasserhöhe), welcher auf 3 Wässerperioden (Frühjahrsbewässerung im April, Sommerbewässerung im Juni, Juli und August und Herbstbewässerung im September, Oktober und November) verteilt wird.

Während die beiden ersten Bewässerungen nur den Zweck der Anfeuchtung verfolgen, wird im Herbste, wo auch die unbeschränkte Benutzung der Hochwässer gestattet ist, eine düngende Wirkung angestrebt. Dieser Bedarf ist nun beim Niederwasserstande der Bäche nicht gedeckt, desgleichen auch die Industrie immer mit Wassermangel zu kämpfen hatte, was hier um so mehr fühlbarer wurde, als dieses Ober-Elsaßgebiet weitab von den mitteleuropäischen großen Kohlendistrikten liegt. Schon im vorigen Jahrhundert wurde mit der Anlage künstlicher Seen begonnen, um eine geregeltere Wasserabfuhr zu ermöglichen, doch waren diese, sowie die später getroffenen Vorkehrungen zu primitiv und unzureichend. Erst seit dem Jahre 1875 wurde, einer Eingabe der Wiesenbesitzer zufolge, mit den detaillierteren Erhebungen wegen des Baues großer Stauweiher seitens der deutschen Regierung im Elsaß begonnen und durch den Vorstand des kulturtechnischen Ministerial-Departements, Ministerialrat Ingenieur H. Fecht, die bezüglichen Projekte auf Grund der bei den französischen Sperren gesammelten Erfahrungen und der in dem letzten Dezennium bedeutend entwickelten Theorien über die Berechnung rationeller Staumauerprofile entworfen und von demselben auch der Bau des Stauweihers im Alfeld bereits 1889, jener der anderen Talsperren 1893 publiziert (Berlin, Verlag von Ernst & Korn).

Die neueren, innerhalb der Jahre 1883—1894 erbauten Stauweiher umfassen 6 Baustellen, von welchen 4 Sperren im Fechttale, 1 Sperre im Dollertale sich befinden und die neueste 1894 vollendete Reservoirmauer im Lauchtale situiert ist. — Alle Stauweiher liegen in unmittelbarer Nähe des Vogesenkammes, welcher gleichzeitig die französische Reichsgrenze bildet.

4. Stauweiher im Fechttale.

Die Regenhöhe für die 1200—1300 m hohe Wasserscheide beträgt im Durchschnitt ca. 2000 mm, im Fechttale selbst für 850 m Seehöhe 1500 mm, für 440 m Seehöhe 1000 mm und für 150 m Seehöhe 650 mm (Straßburg). Für Verdunstung und Versickerung wurde $^1/_3$ der Regenhöhe in Abzug gebracht, also $A = 0{,}66\ R$ angenommen. Bei dieser Regenhöhe führt die Fecht im Mittel 5 m^3 pro Sekunde, jedoch sehr unregelmäßig, ab, so daß bei Hochwasser bis 100 m^3 und bei Niederwasser oft nur 0,6 m^3 zum Abflusse kommen. Die bestehenden Wasserwerksanlagen des Fechttales benötigen jedoch 3 m^3 pro Sekunde. Durch die Reservoire soll nun beiläufig für einen 100tägigen Vorrat vorgesorgt und dadurch die Ermöglichung eines regelmäßigen Abflusses bezw. Ersatzes an jenen Tagen geschaffen werden, an welchen der Fluß weniger als 3 m^3 abführt. Im Fechttale gelangten 4 Stauweiher, zumeist auf Staatskosten nach den Projekten und unter Oberleitung des kaiserl. Ministerialrates Fecht, zum Teil durch Beiträge seitens der Fabrikanten gedeckt, zur Ausführung.

a) Der Darensee (oder Sulzerersee),

in 1060 m Seehöhe gelegen und in den Jahren 1835—1837 durch den Fabrikanten Hartmann aus Münster zuerst hergestellt, wurde in den Jahren 1890/91 mit einem Kostenaufwand von 57100 M. rekonstruiert. Der Stauweiherabschluß wird durch einen 10,8 m hohen und 140 m langen Erddamm hergestellt. Die größte nutzbare Wassertiefe beträgt 9,8 m, der Fassungsraum 580000 m^3.

b) Der Forellenweiher,

gleichfalls ein kleinerer, in 790 m Seehöhe gelegener Stauweiher, durch einen Erddamm gebildet, welcher mit einem Kostenaufwand von 65700 M. hergestellt wurde. Die Herstellungsart war die gleiche wie bei dem in nachfolgendem beschriebenen Schießrothriedweiher.

c) Der Schießrothriedweiher.

Dieser Weiher, ein ehemaliger natürlicher, auf einer Torfschichte aufgelagerter Hochsee liegt ganz in der Nähe der 1361 m hohen Vogesen-Wasserscheide (Hoheneck und Spitzköpfe), knapp an der französischen Grenze. Das Einzugsgebiet beträgt 124 ha = 1,24 km^2, die Wasserspiegelfläche ca. 5,6 ha; der maximale Fassungsraum beträgt bei einer maximalen Stautiefe von 12,5 m = 360000 m^3. Der 13,7 m hohe Staudamm ist 150 m lang und mit gekrümmter Krone gebaut. Der Fuß ist jedoch gerade angelegt und als Fußmauer hergestellt, welche bis auf den Granitfelsen hinabreicht. Ursprünglich war eine Mauer projektiert, doch wurde der Fundierung wegen hiervon später Abstand genommen. Als Dammschüttungsmaterial für die Wasserseite wurde lehmiger Sand verwendet und in 10 cm starken Schichten aufgebracht, mit Gießkannen dünnflüssige Kalkmilch aufgegossen, darüber etwas trockenes Material gestreut und sodann gestampft. Bei Regenwetter wurde der Kalk nur in Form von Kalkpulver aufgebracht. Auf 1 m^3 fertig gestampfter Dammschüttung kamen 15—20 l = 9,4—12,5 kg Kalkpulver.

Das Dammmaterial bestand zumeist aus

	0,85 kg Sand,
	0,15 „ Lehm,
zusammen	1,00 kg Dammerde,
oder in Litern:	0,79 l Sand,
	0,21 „ Lehm.

Das Dammerdematerial wurde nach einiger Zeit sehr fest und wasserdicht. Beim Stampfen reduzierte sich die ursprüngliche Schichtenhöhe auf ca. die Hälfte. Infolgedessen kam 1 m^3 festgestampftes Material mit Kalkmilch auf ca. 1,65 M. zu stehen. Der eigentliche Dammkern wurde ohne Kalkmilch in 20 cm hohen Schichten gestampft und stark begossen, hierbei alle vegetabilischen Stoffe sorgfältig entfernt. Werden zu obigem Preise noch alle Nebenarbeiten etc. gerechnet, so kommt de facto 1 m^3 gestampfter Damm im Mittel auf ca. **2 M.** (2,35 K). Der talseitige Dammteil ist aus steinigem Material geschüttet und möglichst mit Sand gemengt. Diese Schüttung kam nur auf 50 Pf. Die talseitige Böschung wurde durch Schlichtung der größeren Steine treppenförmig hergestellt, die Wasserseite jedoch mit einem 80 cm im

Mittel starken, auf der Rückseite mit Absätzen versehenen Zementmauerwerk (verfugtes Zyklopenmauerwerk) verkleidet, welches sich auf eine ca. 2 m tiefe und 2 m breite Herd-(Fuß-)Mauer aufbaut (siehe Taf. XV).

Die 6 m breite Dammkrone ist abgepflastert und auf der Wasserseite mit einer steineren Parapuetmauer versehen; sie liegt 1,2 m über dem höchsten Wasserspiegel. Auf einer Seite an der Tallehne befindet sich das Überfallwehr; dasselbe besteht aus 3 überbrückten Öffnungen von je 5 m Weite mit 2 Pfeilern, 80 cm stark und 1,20 m hoch; das Wehrgerinne ist ganz gemauert und beim Ausfluß mit einer 3 m hohen Absturzmauer versehen. Das sich daran anschließende gemauerte Abflußgerinne verengt sich von 16,6 m auf 1,3 m und vereinigt sich mit dem gepflasterten Graben des Grundablasses.

Die Sohle des Abflußgerinnes ist nicht abgetreppt, sondern bildet eine einzige schiefe Ebene von 1 : 3 Gefälle. Der Grundablaß besteht aus einem 1,50 m hohen, 1,10 m breiten, gewölbten Kanal (Gewölbe 35 cm stark), in welchen eine 500 mm weite genietete Schmiedeeisenrohrleitung mit Flanschen und Bleiringdichtung gelegt ist. An der Wasserseite besteht diese Rohrleitung aus 500 mm weiten gußeisernen Röhren mit angegossenen Rippen, welche auf 9 m Länge voll eingemauert sind. Der Einlauf ist mit einer von der Dammkrone aus aufziehbaren Schütze verschlossen. Die Regulierung des Abflusses erfolgt durch einen großen, in einem eigenen Auslaufobjekt situierten Wasserschieber.

Um einerseits die Dilatation, wie unvermeidliche hydraulische Stöße zu parallelisieren, ist an dem gekrümmten Auslaufrohr ein Kopf mit Spindel und kräftiger Spiralfeder angebracht, der sich andererseits an einen starken Eisenanker *S* stützt, welcher fest eingemauert ist. Die Flanschen des Schiebers können auf einer Eisenplatte leicht gleiten. Die Wucht des ausströmenden Wassers wird durch ein Staubecken gemildert, welches durch eine aus Einschubbalken bestehende, 1 m hohe Stauanlage gebildet ist. Der in eigener Regie durch das kaiserliche Landesmeliorationsamt in den Jahren 1886 bis 1890 durchgeführte Bau dieses Stauweihers beanspruchte eine Summe von **162 000 M.** Bei einem Fassungsraume von 360 000 m^3 entfällt somit pro m^3 aufgespeicherten Wassers **45 Pf.** (53 h).

Die Baukosten verteilten sich auf die einzelnen Rechnungsposten wie folgt:

Baukosten nach Projekt.

I. Grunderwerb	19 800	M.
II. Erdarbeiten	57 140	„
III. Maurerarbeiten	61 390	„
IV. Eisenwaren	8 170	„
Zusammen	146 500	M.
Hierzu durch den Bau bedingte Mehrkosten	15 500	„
Zusammen	**162 000**	**M.**

Die einzelnen Posten stellen sich aus nachstehenden Einheitspreisen zusammen:

ad I. 26 a Wald à 15 M.
564 „ Weide } 15—40 M.
435 „ Wiese }
Zusammen 19800 M.

ad II. 1. Fundamentaushub.
5339 m^3 à 2,15 M. . . . . 11500 M.
2495 „ à 1,50 „ . . . . 3742 „
Abräumen des Terrains . . . . 1500 „
16742 „
2. Wiederanfüllen und Planieren der Fundamentgrube, 5980 m^3 à 0,50 M. . . . . 2990 „
3. Dammanstampfung samt Begießen mit Kalkmilch etc., 18677 m^3 im Mittel angenommen à 0,80 M. (kam de facto auf 2 M.) . . . . 14941 „
4. Herstellung eines Weges, 3120 m lang, 2,5 m breit 3800 „
5. Mehrarbeiten, Überlaufproben etc. . . . . . . 18140 „
57140 M.

ad III. 1. Hydraulische Bindemittel loco Baustelle.
195000 kg hydraulischen Kalk, pro Waggon (10000 kg) 234 M. . . . . 4563 M.
173000 kg Zement, pro Waggon (10000 kg) 450 M. . . . . 7785 „
Zufuhr von 368000 kg, pro Waggon (10000 kg) 150 M. . . . . 5520 „
17868 „
2. Bruchsteinmauerwerk für Fuß- und Verkleidungsmauer (Zyklopenmauerwerk in hydraulischem Mörtel, alles in allem, jedoch ohne Lieferung der hydraulischen Bindemittel), 2400 m^3 à 9,50 M. . . . . 22800 M.
Mehrarbeiten . . . . 2280 „
25080 „
3. Hausteinmauerwerk, Gewölbe, Deckplatten, Sohlplatten, 65 m^3 à 53 M. . . . . 3445 „
4. Verfugen in Zement, 2980 m^2 à 0,70 M. . . . . . 2086 „
5. Trockenpflaster, 50 cm stark, 9330 m^2 à 2,50 M. . 10825 „
6. Diverses . . . . 2086 „
Summe der Maurerarbeiten 61390 M.

ad IV. Gußeiserne Röhren, Absperrschieber, Schützen, Brücke über den Wehrüberfall, Gitter etc. . . . . 8150 M.

d) Der Altenweiher.

Der Altenweiher, ein ehemaliger Hochsee, 8 km oberhalb Metzeral im Fechttale in einer Seehöhe von 930 m gelegen, wird durch eine in Granit zyklopenförmig gemauerte, 115 m lange Talsperre von 22 m Höhe, 4 m Kronenbreite und 14,19 m Basisbreite gebildet und faßt bei 14 m Wassertiefe

730000 m^3. Die Fundamenttiefe beträgt 7 m, der Baugrund ist Porphyrgranit. Die Mauerkrone liegt 1 m über dem höchsten Wasserspiegel. Da die Seehöhe des Stauweihers 930 m, jene des 2 km entfernten Bergfußes 660 m und jene der 4 km vom Stauweiher entfernt liegenden Eisenbahnstation Mitlach 526 m beträgt, so war, wie bei allen Elsässer Talsperren, der Höhentransport ein bedeutender und betrugen die Zufuhrkosten von der Bahn bis zur Baustelle pro Waggon (10000 kg) = 150 M. Der 2 km lange, 2,5 m breite Fahrweg vom Bergfuß zum Weiher wurde mit 12% mittlerer Steigung neu angelegt und kostete pro lfd. m ca. 1 M. (leichtes Material, kein Felsen). Diese Strecke konnte 1 Pferd mit einem 2rädrigen Karren bei 250—350 kg Ladung des Tages 4mal bergauf zurücklegen (also täglich 16 km). Die Tagelöhne betrugen bei diesem Baue für:

Tagelöhner	3,00—3,20 M.	(3,50—3,75 K),
Mineure	3,60 „	(4,20 „),
Maurer	4,50—5,00 „	(5,25—5,85 „),
Poliere	6,00—7,00 „	(7,00—8,20 „),
Steinhauer	5,00 „	(5,85 „),
ein 1spänniges Fuhrwerk (Pferd)	8,00 „	(9,40 „).

In der Parapuetmauer wurden auf 5 Stellen, je 2,5 m breit, durch eiserne Querstangen gesicherte Öffnungen ausgespart, um für den Fall, daß das Hochwasser bei eventueller Verstopfung der Überfallwehre über die Krone gehen sollte, die Stauhöhe nicht zu vergrößern, da die Mauer für den mit der Krone gleich hohen Wasserspiegel berechnet ist. Neben diesem ist noch ein separates, 15 m langes Überfallwehr in 3 Öffnungen angelegt, welches bei $h = 0,5$ m Überfallhöhe $Q = 10,3$ m^3 abführen kann, trotzdem das Niederschlagsgebiet dieses knapp an der Wasserscheide (Kastelberg 1350) gelegenen Stauweihers nur 1,2 km^2 beträgt. Die Wasserspiegelfläche des Stauweihers beträgt 7,7 ha. Der im Frühjahr 1886 begonnene und im Herbst 1890 beendete Stauweiherbau erforderte eine Bausumme von **259000 M.** Die Kubatur der Staumauer beträgt 10320 m^3, der Mörtelverbrauch 33%. Im Projekt waren 30% Mörtelverbrauch angesetzt und wurde demnach das spezifische Gewicht des Mauerwerkes wie folgt berechnet, wobei dasselbe aus Porphyrgranit (Quarz, Orthoklas, Plagioklas und Magnesiaglimmer [Orthoklas in großen Kristallen in die Grundmasse eingesprengt]) hergestellt wurde. Es wog im Mittel 1 dm^3 Granit = 2,67 kg, der Mörtel = 1,90 kg, es ergibt sich somit bei einem Mörtelverbrauch von 30% ein spezifisches Gewicht des Mauerwerkes von $2,67 . 0,7 + 1,9 . 0,3 =$ **2,44 kg.** Die Steingewinnung erfolgte in nachstehender Weise: Zuerst wurden durch Probeschüsse die notwendigen Mengen der Sprengmittel bestimmt, sodann erfolgte der Vortrieb eines Stollens (80 cm breit, 1,4 m hoch) durch 2 Mann. Bei Tag- und Nachtarbeit konnten pro Woche 2 lfd. m Stollen vorgetrieben werden. Der fertige Stollen war 22 m lang, die Vorgabe betrug 17,5 m, der Stollenvortrieb kostete **58 M.** pro lfd. m, die Totalkosten der Sprengung sowie Stollenherstellung betrugen **3420 M.,** d. h. pro lfd. m Stollen samt Ladung und Sprengung entfielen 155 M. Am Ende des Stollens wurde eine Kammer hergestellt und dieselbe mit 45 Ztr. Pulver geladen, verdämmt und die zur

elektrischen Zündung bestimmten Drähte außen um einen Baumast geschlungen. Ein am nächsten Tage (Feiertag) in diesen Baum einschlagender Blitzstrahl zündete die Mine, durch welche 6000 m³ Steine gelöst wurden.

Mörtel. Zu unterst auf den Felsen wurde folgende Mischung gegeben:
1 Raumteil Portlandzement,
$^1/_2$ „ hydraulischer Kalk,
$2^1/_2$ Raumteile Sand oder 3 Raumteile hydraulische Bindemittel auf 5 Teile Sand, hierauf bis 1 m Mauerwerkshöhe das Mischungsverhältnis $1:1:3^1/_2$, sodann $1:1^1/_2:5$, weiter $1:2:6$ (oder 1 Raumteil hydraulisches Bindemittel auf 2 Raumteile Sand) bis 7 m oberhalb Fundament, endlich $1:3:7$ von 7 m bis zur Krone. Die Mauerung geschah von feststehenden Gerüsten aus. Im ganzen wurden 10320 m³ Mauerwerk hergestellt. Durchschnittlich wurden zur Herstellung von 1 m³ Mauerwerk an Arbeit benötigt:

0,57 Maurer (Tagschichten),
0,72 Handlanger,
0,03 Maschinistenschichten.

Der Mörtel wurde mit Maschinen (Möller & Blum, Berlin) angemacht, welche 4—5 m³ Mörtel pro Stunde erzeugten und von einer 6 pferdigen Lokomobile angetrieben wurden. Zum Gewinnen, Reinigen und Beiführen der Steine waren 1,66 Handlanger nötig (ohne Geräte und Sprengmaterial). Der Sand kostete pro m³:

Gewinnung	1,20 M.
Waschen	1,00 „
Verführen	0,80 „
Zusammen	3,00 M.

Rollbahnlegen, Anfüllen der Baugrube etc. beanspruchten pro m³ Mauerwerk 0,49 Handlanger.

Verfugen des Mauerwerkes. Die Fugen wurden auf 5 cm Tiefe ausgekratzt und mit einem Mörtel, bestehend aus 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen gesiebtem Bausand und $^1/_4$—$^1/_2$ Teil hydraulischem Kalk ($^1/_4$ bei feuchter, $^1/_2$ bei trockener Witterung), verfugt. Bei trockenem Wetter wurde bis zum Erhärten des Mörtels die Verfugung feucht erhalten. Das Verfugen pro m², sowie Auskratzen erforderten 0,11 Maurer- und 0,06 Handlangerschichten und an Material 5 kg Portlandzement und 1,2 kg hydraulischen Kalk. Zur Ausfüllung der Fugen und Risse, sowie zur Ausgleichung größerer Mulden im Fundamente wurde Beton verwendet, im Mischungsverhältnisse von

1 Raumteile Portlandzement,
2 „ Sand und
6 „ Schlägelschotter.

Festgestampft ergibt sich das Verhältnis $1:2:5$ oder $1:7$. Die Kosten von 1 m³ Beton stellten sich wie folgt:

0,174 m³ Portlandzement = 240 kg (6 M. pro 100 kg loco Bau)	= 14,40 M.,
0,35 m³ Sand à 3,70 M.	= 1,30 „
1,10 m³ Schlägelschotter, 4 cm³ groß, à 5 M.	= 5,50 „
Zubereiten, Einbringen und Stampfen	= 2,80 „
zusammen 1 m³ Beton (1 : 7)	**24,00 M.**

ohne Wasserschöpfen der Baugrube. Der Beton wurde auf eine Pritsche unmittelbar über den zu verdichtenden Felsspalten im Fundament gemischt, mit der Schaufel hinabgeworfen und daselbst gut gestampft, sodann mit Kelle und Fugeisen die Spalten gut ausgestrichen. Wurde am Abend die Arbeit eingestellt, so ließ man das Wasser in der Baugrube stehen und wartete einen Tag ab, erst dann wurde wieder ausgepumpt und neu betoniert. In die oberste Schichte Beton wurden große Bruchsteine eingebracht, welche 40—50 cm hervorragten, um dadurch einen guten Verband mit dem Mauerwerk zu erzielen. 100 kg Portlandzement kosteten loco Bahnstation Münster 4,50 M., die Zufuhr bis zur Bahnstelle pro Waggon (10000 kg) 150 M.

Die Baukosten betrugen:

a) nach Projekt.		
I. Grunderwerb (800 a sumpfige Wiesen und Wald) .		10000 M.
II. Erdarbeiten:		
1. Fundamentaushub,		
leichtes Material, 7040 m^3 à 2 M.	14080 M.	
felsiges „ 2970 „ à 3,50 M. . . .	10395 „	
2. Mehraushub und Diverses	11025 „	
		35500 M.
III. Maurerarbeiten.		
1. Hydraulische Bindemittel:		
66 Waggon Portlandzement à 450 M. . .	29700 M.	
69 „ hydraul. Kalk à 234 M. . . .	16146 „	
Zufuhr von 135 Waggon à 152 M. . . .	20520 „	
2. Bruchsteinmauerwerk, Herstellung exkl. Bindemittel, 10440 m^3 à 11 M.	114840 „	
3. Hausteinmauerwerk, Deckplatten etc., 65 m^3 à 60 M.	3900 „	
4. Verfugen, 4130 m^2 à 0,70 M.	2891 „	
5. Trockenpflaster, 290 m^2 à 9,10 M. . . .	1189 „	
6. Diverses	1634 „	
		190820 M.
IV. Eisenwerk, Aufzugsvorrichtung, Geländer (6 Mark pro lfd. m) etc.		4580 M.
	Projektsumme	240900 M.
b) hierzu Mehrarbeiten		18100 „
	Gesamtbaukosten	**259000 M.**

Es stellen sich somit die Kosten von 1 m^3 aufgespeicherten Wassers auf $\frac{259000 \text{ M.}}{730000 \text{ m}^3} =$ **35 Pf.** (41 h).

Aus Fig. 151 ist die Ansicht der linksseitigen Hälfte der Talsperre (von der Talseite aus) zu ersehen, in welcher die drei Öffnungen der Überfallwehre von je 5 m Breite und 1,50 m Höhe angebracht sind. Durch einschiebbare Staubalken kann der Wasserspiegel noch um 60 cm gestaut werden, so daß der maximale Wasserstand 90 cm unter der Mauerkrone zu

liegen kommt. Die Überfallöffnungen sind mit einer 8 cm starken Bedielung, welche auf Eisentraversen ruht, überbrückt. Von der Wehrkrone hat das Nachbett (Maueroberfläche) auf 4 m Länge 10 cm Gefälle und stürzt dort das Wasser 8 m hoch frei herab in ein Felsengerinne. Außerdem ist aus Fig. 151 im rechten Teile eine der 2,5 m breiten, im Parapuet freigelassenen Öffnungen nebst der Einbindung in die linke Tallehne zu ersehen.

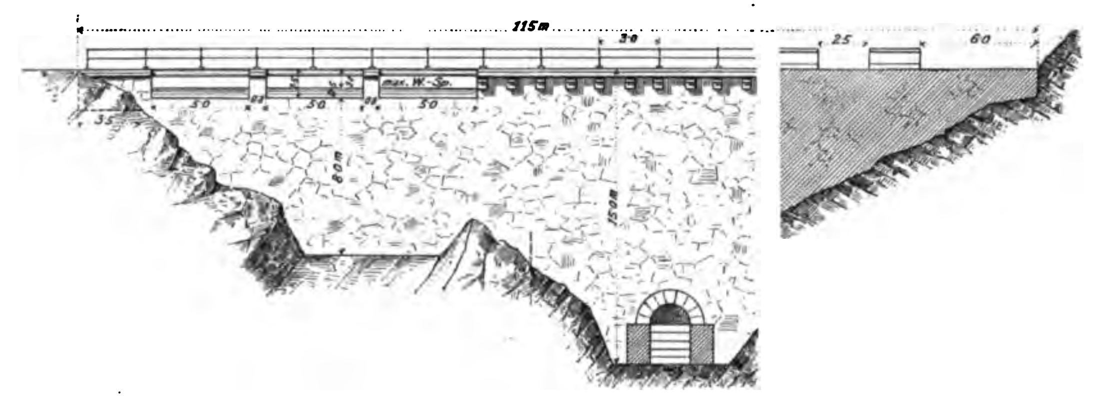


Fig. 151. Altenweiher (Maueransicht und Längenschnitt).

Fig. 152 veranschaulicht den normalen Querschnitt der Talsperrenmauer, welche 4 m Kronenbreite und in je 2 m voneinander entfernten Abständen nachstehende Stärken besitzt:

Krone — 2 m, $b = 4{,}00$ m.
„ — 4 „ $b = 4{,}00$ „
„ — 6 „ $b = 4{,}05$ „
„ — 8 „ $b = 4{,}60$ „
„ — 10 „ $b = 5{,}70$ „
„ — 12 „ $b = 6{,}96$ „
„ — 14 „ $b = 8{,}29$ „
„ — 16 „ $b = 9{,}67$ „

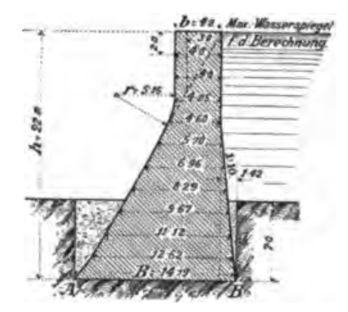


Fig. 152. Altenweiher (Mauerquerschnitt).

Behufs Ergänzung des fehlenden Mauerquerschnittes unterhalb der Wehrüberfallöffnungen ist das Mauerprofil verstärkt und beträgt diese Verstärkung bei 16 m Tiefenlage unter der Mauerkrone 37 cm, hinauf zu in den einzelnen Lamellen sodann 40, 44, 47, 38 cm (bei 8 m), entsprechend der geänderten Form der Drucklinie.

Der Grundablaß besteht aus einem am tiefsten Punkte der Talsohle durch die Mauer geführten gekuppelten Deckeldurchlaß mit 2 Öffnungen von je 400 mm Breite und 600 mm Höhe. Der Zwischenpfeiler (Quadermauerwerk) ist 400 mm, die gemeinsame Deckplatte 300 mm stark und 1900 mm lang; darüber ist ein halbkreisförmiges Quadergewölbe gespannt und voll ausgemauert. Dieser 4 m lange gekuppelte Durchlaß geht in seinem weiteren Verlaufe in einen gemeinsamen, 1200 mm hohen und 1200 mm breiten, gewölbten Durchlaß über. Das Gewölbe, aus Hackelsteinmauerwerk hergestellt,

ist 350 mm stark. Der Abschluß auf der Wasserseite erfolgt durch 2 gußeiserne Schützen, welche durch Spindel von der Mauerkrone aus aufgezogen werden können. (Konstruktion ähnlich wie auf Taf. XVII.) Die Spindel besteht aus einer vollen runden Stange von 50 mm Durchmesser, welche beim Hinaufziehen in Aktion tritt und auf Zug beansprucht wird. Diese Spindel liegt in einem 105 mm weiten Rohr, welches beim Herablassen als Spindel fungiert und da auf Druck beansprucht erscheint. Um die Geschwindigkeit des durch den Grundablaß ausströmenden Wassers zu mäßigen, wurden in einer Entfernung vom Auslaufobjekt in das Abflußgerinne Dammbalken eingelegt, gegen welche das Wasser anprallt und ein kleines Staubecken bildet.

e) Der Lauchenweiher im Lauchtal oberhalb Lautenbach.

7,5 km oberhalb der Eisenbahnstation Lautenbach (Seehöhe 400 m) liegt in einer Seehöhe von 620 m das Forsthaus Niederlauchen am Fuße des Berges, 4,5 km von letzterem entfernt in einer Seehöhe von 940 m der Lauchenweiher selbst. Die Zufuhrkosten waren daher ebenfalls sehr groß. Während in der Talstrecke (8 $^0/_0$ Steigung) 1 Pferd 12 Ztr. (6 Meter-Ztr.) ziehen konnte, mußten auf der $4^1/_2$ km langen Bergstrecke (11 $^0/_0$) hierzu 2 Pferde benutzt werden. Die Talsperre liegt nahe der Wasserscheide und beträgt daher das Einzugsgebiet des Reservoirs bloß 5,57 km^2. Knapp unterhalb beginnen die Lauch-Wasserfälle, deren Vorhandensein sowohl eine leichte Entwässerung der tiefen Fundamentgrube, als auch die Anlage einer Turbine ermöglichten. Die von B. Schmidt in Zell im Wiesentale (Baden) hergestellte Turbine mit horizontaler Achse leistete bei 1,5 m Durchmesser, 61,5 m Fallhöhe und 40 bis 200 sl. Aufschlagwasser 16—120 Nutzpferdekräfte (50—75 $^0/_0$ Nutzeffekt). Durch diese Turbine wurden mittels Drahtseilantrieb die zur Erzeugung des Sandes aus der sehr harten Grauwacke am Bauplatze situierten Steinbrechmaschinen und Sandmühlen, die Mörtelmühlen und Zirkularsägen getrieben. 1 m^3 Sand kam hier auf 7—8 M. inkl. Amortisation der maschinellen Anlage), während er bei Zufuhr aus den weitgelegenen Tälern 15 M. gekostet hätte. Vor der Projektsverfassung wurden auf der Baustelle 13 Probeschächte abgeteuft und auf Grund der gewonnenen Resultate die Fundamenttiefe mit 4—6 m projektiert. Beim späteren Aushub der ganzen Fundamentgrube zeigte sich jedoch, daß der früher gefundene Felsen kein gewachsener war, sondern daß sich unter demselben schlechtes, nicht fundierungsfähiges Material vorfand. Infolgedessen mußte mit dem Aushube auf 7—13 m Tiefe gegangen werden.[1])

Mit dem Aushub wurde Mitte Juli 1889, mit der maschinellen Einrichtung im August 1890, mit der Mauerung Mitte August 1891 begonnen, der gesamte,

[1]) Ein ähnlicher Fall passierte beim Aushub des Jaispitzstauweihers und wird in diesem Falle auf die früher betonte Notwendigkeit hingewiesen, für diese Rechnungspost eine bedeutende Reserve für „Unvorhergesehenes" einzusetzen oder die Aufschließung des Untergrundes in umfangreicher Weise zu veranlassen, wozu jedoch beinahe immer die Bewilligung des Kredites seitens der Baubehörde fehlt, da bei den behördlichen Kostenvoranschlägen die Auswertung womöglich auf Heller berechnet erscheint und die Rechnungspost „Unvorhergesehenes" als unzulässig bisher vermieden werden mußte.

durch Ministerialrat Fecht projektierte in Regie der Staatsverwaltung ausgeführte und von dem damaligen Wasserbauinspektor H. Bühler geleitete Bau selbst im Jahre 1894 vollendet. Die in Zyklopenmauerwerk aus Grauwacke hergestellte Talsperre hat ein gleiches Profil wie der Altenweiher. Die Kronenbreite beträgt 4 m, die Basisbreite 19,9 m bei 30 m Höhe (der tiefste Punkt der mit Beton ausgefüllten Spalten liegt 32,5 m unter der Mauerkrone). Die Fugenpressungen betragen bei vollem Reservoir an der Außenkante im Fundament im Maximum 7,06 kg pro cm^2, auf der Wasserseite 0,26 kg (als Minimum 0,21 kg), wobei ein spezifisches Gewicht des Mauerwerkes von 2,3 m und der Wasserspiegel in gleicher Höhe mit der Mauerkrone angenommen wurde. Die Kubatur des Mauerwerkes beträgt 28000 m^3. Bei einer nutzbaren Wassertiefe von 19 m faßt das Reservoir 800000 m^3, wobei der Wasserspiegel eine Fläche von 11 ha bedeckt. Der 35000 m^3 betragende Aushub stellte sich im Mittel pro m^3 auf 3 M., der Felsaushub speziell auf 3,50 M. (sehr feste Grauwacke). Die Mauer ist 250 m lang und kostete 1 m^3 fertiges Talsperrenmauerwerk samt Regie und maschineller Einrichtung **20,80 M. (24,4 K).** Der Mörtelverbrauch betrug 30—33 % des Gesamtvolumens des Zyklopenmauerwerkes.

Das Reservoir soll $3^1/_2$ mal im Jahre gefüllt, daraus 1600 ha Wiesen bewässert und 30 Triebwerke mit dem fehlenden Wasser bei Niederwasserstand versorgt werden können. Um die Baugrube zu entwässern, wurde der Lauchbach mittelst eines 23 m langen, 80/120 cm weiten, hölzernen Aquäduktes (für max. Hochwasser $Q = 2\ m^3$) über dieselbe geleitet; die lokalen kleineren Quellen wurden in der beim Altenweiher beschriebenen Weise bewältigt, während die Ableitung des eigentlichen Grundwassers durch einen tiefen Einschnitt erfolgte, durch welchen auch die Zu- und Abfuhr des Aushubmateriales mittelst Schubkarren bewerkstelligt wurde.

Zur Gewinnung der Bausteine wurde in der Nähe der Baustelle auf der Südseite ein Steinbruch eröffnet, von welchem auf zwei Rollbahngeleisen sowohl die Bausteine wie der Abraum (Sandschroppen), der zur Sanderzeugung diente, mit Handrollwagen abgeführt wurden. (Die Nordseite der Gehänge zeigte, wie zumeist überall, so auch hier eine Zerklüftung des Gesteins durch Frost, Bergstürze etc., war also zur Steinbruchseröffnung nicht geeignet.) Das Baumaterial ist eine äußerst dichte und sehr harte Grauwacke. Die Grauwackenbänke streichen ca. gegen OW. und fallen gegen N. unter 60—70° ein. Die erste Hauptsprengung im Steinbruche wurde am 4. April 1890 durchgeführt und wurden hierdurch ca. 60000 m^3 Stein gelockert. In 50 m Entfernung wurden zwei zusammen 150 m lange Stollen zickzackförmig vorgetrieben und je mit 4 Minenkammern versehen. Die Kosten dieser Sprengung beliefen sich auf:

a) Stollenherstellung, 150 m lang à 100 M.	15000 M.,
b) 11000 kg Schwarzpulver mit 75—78 % Salpetergehalt, welches eigens angefertigt wurde (da das gewöhnliche Sprengpulver bloß 65 % Salpeter enthält), 100 kg zu 80 M., im ganzen samt etwas Dynamit	9000 „
c) diverse Einrichtungen, Leitung für elektrische Zündung, Abräumen, Vermauern der Stollen etc.	6000 „
Gesamtkosten	30000 M.

Die Lockerung stellte sich somit auf 2 M. pro m^3. Im Durchschnitt stellte sich später die Steingewinnung pro m^3 auf 3 M., inkl. der 300 m langen Zufuhr per 20 Pf. pro m^3 vom Steinbruch zur Baustelle (ohne Geleisekosten). Später wurde Roborit[1]) aus Witten in Westfalen zur Sprengung verwendet, welcher kräftiger als Schwarzpulver wirkte, ohne die Nachteile des Dynamits zu besitzen. Die letzteren bestanden zufolge Proben mit der Grauwacke darin, daß bei kräftigen Sprengungen und bei Dynamitverwendung sich in den Bausteinblöcken feine Haarrisse zeigten, welche event. zur Undichtheit des Mauerwerkes beigetragen hätten. Die Rollbahnen mit 60 cm Spurweite hatten von den vom Bauplatze 300 m entfernt liegenden Steinbruche gegen den ersteren ein Gefälle von 2—3 $^0/_0$ (für Handbetrieb) und ward per Rollwagen gewöhnlich 0,5—0,6 m^3, im Maximum 1 m^3 gewachsener Fels (nicht Raummeter) à 2850 kg befördert. Die im Steinbruch gewonnenen Steine wurden nach Größe sortiert. Die größten Mauersteine hatten ein Ausmaß von 1—1,2 m^3, entsprechend der zulässigen Tragfähigkeit der Krane und Gerüste. Die kleineren Schroppen wurden durch 5zackige Gabeln vom Grus getrennt und auf die Deponieplätze für die Schotter- und Sandbereitung geführt (siehe Fig. 153).

Die größeren Abfallbruchsteine, welche zum Verzwickeln und zum Ausgleich beim Mauern Verwendung fanden, wurden am Bauplatze separat deponiert und von dort mit Handkarren zur Verwendungsstelle geführt, nachdem sie zuvor durch einen kräftigen, unter einem Drucke von 3—4 Atmosphären stehenden Wasserstrahl gut abgespült wurden. Die großen, eigentlichen Bausteine wurden zum Teil ebenfalls als Reserve deponiert, um im Falle ausbrechender Arbeiterstrike (Steinbrecher) im Fortschritt der Mauerung nicht aufgehalten zu werden, zum Teil wurden sie direkt in die Nähe der Arbeitsstelle geführt, dort, am Rollwagen liegend (bei a und b), mittels Wasserleitungshydranten gut abgespritzt, event. mit Stahldrahtbürsten gut gereinigt, sodann auf die Versetzgerüste geführt, mit 3armigen Zangen gehoben und durch einen Laufkran über die Verwendungsstelle geführt und herabgesenkt. Um ein Drehen der Steine beim Herablassen mit dem Drahtseil zu vermeiden, sollen diese Steinzangen mit einem Drehkloben versehen sein. Diese 3armigen Steinzangen, welche sehr verläßlich gearbeitet sein müssen, wurden von der Maschinenfabrik Josef Vögele in Mannheim bezogen und kostete eine 120 kg schwere Stahlzange 120 M.

Die Zubereitung des Felsfundamentes erfolgte in ähnlicher Weise wie beim Altenweiher. Der zur Ausfüllung der Felsspalten verwendete Beton bestand aus 1 Teil Portlandzement, $^1/_2$ Teil hydraulischem Kalk, 3 Teilen Sand und 6 Teilen Schotter. Während der ersten Mauerungsperiode, in welcher noch keine oder gegen das Zufuhrgeleise tiefliegende Gerüste aufgestellt waren, wurden die mit Bausteinen beladenen Rollwagen auf einer schiefen Ebene (Bremsberg) mit Drahtseil- und Trommelantrieb mit Bauwinde derart in die Fundamentgrube hinabgelassen, daß der abgehende volle Wagen den leeren Wagen hinaufzog. Die Regulierung der Bewegung erfolgte mittels einer kräftigen Bremse. Die hierzu nötigen, aus Tiegelgußstahl angefertigten, 22 mm

[1]) Das Roborit besteht aus Chlornitrobenzol und Ammonnitrat oder aus Chlornaphtalin, Dinitrobenzol und Ammonnitrat.

starken, sehr geschmeidigen Drahtseile wurden von der Firma Stein & Comp. in Mülhausen (Elsaß) bezogen und kostete der laufende Meter 2,16 M. Als Aufzugsseile für die Laufkräne empfiehlt sich, Drahtseile mit Hanfseele zu verwenden.

Die Steinschroppen wurden durch Steinbrechmaschinen (2 in Fig. 153) durch Zerquetschen in Schotter verwandelt, derselbe durch ein Paternosterwerk gehoben und in die Sortiertrommeln eingeführt, welche mit verschieden großen Löchern versehen waren. Je nach Größe gelangten die sortierten Schotterstücke durch separate Holzgerinne zu den Sandmühlen (Sandwalzen) oder als Schotter zur Betonbereitung, während der aus den obersten Partieen der Sortiertrommel herausfallende feine Sand direkt zum Sanddepot geleitet wurde. Der bis 4 cm große Schotter gelangte, wenn er nicht zur Betonbereitung verwendet ward, in die Sandwalzen. Der größere Schotter wurde nach Einsetzen neuer Backen nochmals in die Steinquetschmaschine gebracht und dort mehr zerkleinert. Ein Walzwerk lieferte pro 12 Stunden 25—35 m^3 Sand, eine Steinbrechmaschine bis 50 m^3 Schotter. (Diese Maschinen wurden von Brink & Hübner in Mannheim geliefert.)

Die Mauerung wurde streng als Zyklopenmauerwerk durchgeführt, ohne jede horizontale Ausgleichung (Schichtenmauerwerk wie in Remscheid). Der zur Mauerung verwendete Mörtel bestand aus 1 m^3 Traßmehl von Plaidt bei Wiesbaden am Rhein, 1 m^3 Kalkteig (Weißkalk), $2^1/_2$ m^3 Sand (von 60 % Raumfüllung, d. h. ein 1 m^3 fassendes, mit Sand lose eingerütteltes Gefäß nimmt noch 400 l Wasser, entsprechend den 40 % Zwischenräumen auf) und 0,6 m^3 Wasser (je nach Feuchtigkeit des Sandes variierend). Diese Mischung ergab 3,6 m^3 Mörtel, hierbei entsprach 1 m^3 Traß = 1000 kg und hatte 48 % Raumfüllung, 1 m^3 Kalkteig = 1440 kg, 1 m^3 Sand = 2,84 . 0,6 = 1700 kg (bei 60 % Raumfüllung und 2,84 spezifischem Gewicht der Grauwacke). Die zwei montierten Mörtelmaschinen, (Kollergänge, Broyeur) lieferten zusammen in 10 Stunden bis 50 m^3 Mörtel, welche zusammen 12 Mann Bedienung inkl. 1 Vorarbeiter erforderten. Es stellte sich daher 1 m^3 Mörtelbereitung und -Verführung auf $\frac{40\ \text{M.}}{50\ \text{m}^3} = 80$ Pf. (als Minimum), im Durchschnitt jedoch auf 1 M. Der zur Beigabe verwendete Weißkalk wurde in den hölzernen 9 Kalkgruben (P. 11, Fig. 153) eingesumpft und gelangte erst nach 14 tägiger Lagerung zur Verwendung. Der Traß wurde in den Steinquetschen in Stücke von 3—4 cm Größe gebrochen und in dieser Form mit dem Weißkalk und dem Sand gemengt in die Mörtelmaschine eingebracht, und zwar wurde zuerst der abgewogene Weißkalk (100 kg), dann Wasser und Traß (70 l) in den Broyeur eingeschüttet und vermahlen, sodann nach und nach 75 l Sand von 5—10 mm Korngröße beigemengt, die ganze Mischung 5—6 Minuten wieder gemahlen und in eine unmittelbar neben dem Broyeur, jedoch tiefer gelegene Mörtelgrube entleert. Jede Mahlung ergab 0,24 m^3 Mörtel. Wurde der Traß als Mehl eingebracht, dann bildete er Klumpen und vermengte sich nicht so leicht. Aus der Mörtelgrube wurde der Mörtel in $^1/_{12}$—$^1/_{14}$ m^3 fassenden, 40/60 cm breiten, 0,25 m tiefen Schubkarren, welche behufs leichterer Herausnahme mit Schaufeln keine Vorderwand hatten, verführt oder kam derselbe auf 2 eiserne Mörtelkippwagen, à 5 m^3 Inhalt, mittels Rollbahn zur Baustelle und

wurde durch 4 Mörteltrichter (15) in die Baugrube hinabgeworfen. Der Sand wurde mit dreieckigen Schubkarren verführt. Die Mörtelbereitung wurde 1 Stunde vor Arbeitseinstellung unterbrochen, um allen Mörtel zu verbrauchen, andererseits mit der Mörtelherstellung 1 Stunde vor dem jeweiligen Arbeitsbeginn (Vor- und Nachmittag) begonnen. Der Beton für die Fundamente wurde durch 50 cm weite und 6 m hohe hölzerne Zylinder in die Baugrube hinabbefördert und durch kreuzweise in einer Schraubenlinie in den Zylinder eingesteckte Eisenstäbe eine innige Vermengung des Mörtels mit dem Schotter während des Herabfallens bewerkstelligt. Im Fundamente befand sich eine separate Rollbahnanlage zur Verführung der mittels des Bremsberges herabtransportierten Mauersteine. Zur Winterszeit wurde ebenfalls Schotter und Sand erzeugt. Das Gerüst für den Bau der Staumauer wurde in 3 Etagen ausgeführt, jedoch nicht auf das sukzessive aufsteigende Mauerwerk aufgestellt. Hierzu wurde zumeist nur Rundholz (altes Tannenholz) verwendet, mit Ausnahme der Längsträger, auf welche das Geleise der Laufkräne montiert wurde.

Zum Verfugen der wasserseitigen Fassade wurde ein Mörtel von 1 Teil langsam bindendem Portlandzement und 2 Teilen gewöhnlichem Zyklopenmauerwerksmörtel verwendet, die Talseite nur mit letzterem verfugt. Der Talsperrenmörtel wurde sehr steif (wenig naß) eingebracht und kam erst durch den Druck der großen Steine und durch Daraufschlagen zum Schwitzen; er wurde erst nach einer Woche an der Luft hart (d. h. abgebunden) und nach einem Jahr steinhart. Unter Wasser erfolgte natürlich die Erhärtung viel früher.

Der Arbeiterstand bestand bei vollem Belag aus ca. 200 Mann, unter diesen 42 Maurer, 66 Steinbrecher und Mineure, 8 Zimmerleute, 2 Schmiede, 1 Wagner, ferner 5 Aufseher, 5 Vorarbeiter und 1 Zimmerpolier. Die Bedienungsmannschaft für 8 Maurer betrug 4 Mann (2 für den Laufkran und 2 zum Steinanhängen); 1 Maurer leistete täglich bis 3 m³ Mauerwerk, zu welchem 0,25 Handlangertagschichten für die Mörtelzufuhr erforderlich waren.

Die Löhne waren folgende:

1 Aufseher bezog 200—250 M. (250—350 K) pro Monat (inkl. Bauzulage),
1 Handlanger erhielt 2,80—3,10 M. pro Tag, im Mittel 2,90 M. (3,40 K),
1 Maurer „ 3,60—4,80 „ „ „ „ „ 4,20 „ (4,90 „),
1 Vorarbeiter „ 3,60—5,00 „ „ „ „ „ 4,50 „ (5,30 „),
1 Handwerker „ 3,60—4,60 „ „ „ „ „ 4,20 „ (4,90 „),
1 Steinbrecher „ 3,00—3,50 „ „ „ „ „ 3,30 „ (3,90 „).

Die bei diesem Bau installierten Maschinen bedurften nachstehender Betriebskräfte:

2 Broyeurs à 10 HP.	20	HP.
1 Steinbrecher	10—15	„
1 Walzwerk	15	„
1 Zirkularsäge	8—12	„

($d = 1100$ mm und 600 Touren pro Minute),
also zusammen jeweilig 50—60 HP.

Die durch eine Turbine erzeugte Kraft wurde mittels einer Drahtseiltransmission ($v = 0{,}33$ m pro Sekunde Geschwindigkeit) auf die Maschinen

übertragen; wo dieselben über Arbeitsstellen gingen, wurden unter denselben Sicherheitsnetze aufgespannt. — Die Ableitung des Betriebswassers aus der Lauch geschah durch eine Einlaßschütze 6 (Fig. 153) mit Schutzgitter; von hier ging ein offenes Gerinne, in Holz ausgeführt, zum Einlaufschacht 5. Der Wasserzufluß konnte durch eine Überfallschütze 8 reguliert werden. Aus dem Einfallschachte 5 führte eine 500 mm weite Holzrohrleitung mit mäßigem Gefälle zur eisernen Teilkammer 4. Diese Leitung bestand aus 5 cm starken Dauben von je 6 m Länge, welche durch 13 Eisenreifen verbunden waren; die Dichtung dieser einzelnen 6 m langen Holzröhren erfolgte mit Hanfzöpfen

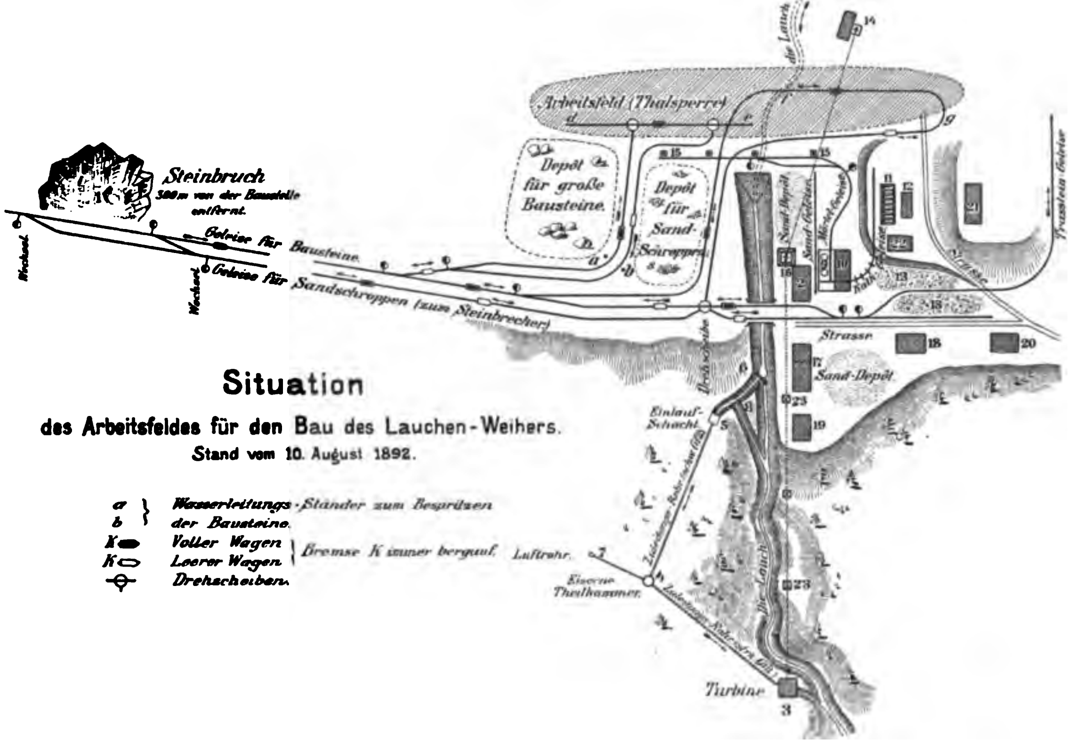


Fig. 153.

und Talklappen, welche durch Holzkreuze mit Schrauben angepreßt wurden. Von 4—3 (dem Turbinenhaus) liegt die Leitung entsprechend der Terrainleitung mit großem Gefälle und mußte deshalb, um den Austritt der Luft rasch zu ermöglichen, eine eigene Entlüftungsleitung 4—7 mit einem über Tag ausmündenden Ventilationsrohr gelegt werden. Die Turbine konnte vom Steinbrecherhause aus durch Drahtseilzug abgestellt werden. Überfälle, Grundablaß mit Eisenschützen etc. sind ähnlich wie beim Altenweiher durchgeführt.

In Fig. 153 ist die gesamte Arbeitsdisposition nach dem Stande der Bauarbeiten am 10. August 1892 (vollendetes Mauerwerk 9500 m³) als schematische Skizze veranschaulicht. Hierbei bedeutet:

1 Steinbruch,
2 Sandmühle und Steinbrecher,
3 Turbinenhaus, } 3—4—5 Holzrohrleitung zur Turbine,
4 eiserne Teilkammer, } 500 mm Durchmesser,
5 Einlaufschacht, } 5—6 offener Kanal aus Holz,
6 Einlaufschleuse, }
7 Luftventil mit Rohrleitung,
8 Überfallschütze,
9 Mörtelmühle mit 2 Kollergängen,
10 Depot für gemahlenen Traß,
11 Holzbottiche (9 Stück) für abgelöschten Fettkalk (Kalkgruben aus Holz),
12 Schuppen für Weißstückkalk,
13 Traßsteinlager,
14 Zirkularsäge,
15 Mörtelschütttrichter (4 Stück) ⊡,
16 Turm für Hauptscheibe der Drahtseiltransmission,
17 Schmiede und Wohnbaracke,
18 alte Kantine,
19 Wohnbaracke,
20 neue Kantine,
21 große Wohnbaracke für Beamte und Aufseher,
22 Wohnbaracke,
23 einfache Böcke für Drahtseiltransmission

Es bedeutet ferner:

de ein Geleis im Terrain in gleicher Höhe mit dem damaligen (1892) Hauptgerüst-Laufkran,

fg ein tieferes, auf das Mauerwerk direkt aufgelegtes Geleis.

Das Mörtelgeleis 10—15 lag im gleichen Niveau wie *de*. Außerdem wurden noch tiefer liegende Geleise auf dem variablen Mauerwerksniveau selbst hergestellt, mit Drehscheiben für Zubringung von Mörtel und Steinschroppen zum Verzwickeln. (Die Bremse bei den Rollwagen lag immer auf der Bergseite, daher die vollen und leeren Wagen in gleicher Richtung gezeichnet erscheinen.) Die Aufsicht bei diesem Regiebau war eine sehr umfangreiche und strenge, und muß bei allen derartigen verantwortungsvollen Bauten eine ausreichende sein; abgesehen davon wird bei zahlreichem Aufsichtspersonale beim Regiebau eine ökonomische Mörtelverwendung ermöglicht, bei Vergebung des Baues an Bauunternehmer hingegen wieder der genügende Mörtelverbrauch kontrolliert.

Die Gesamtkosten betrugen:

1. Grunderwerb	1500 M.
2. Nebenarbeiten	50000 „
3. Bauarbeiten	732000 „
4. Aufsicht und allgemeine Auslagen	81500 „
Summe	**865000 M.**

Bei 800000 m³ nutzbarem Fassungsraum stellt sich somit 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf **1,08 M. (1,26 K).**

Für die in die Praxis eintretenden, sowie in derselben bereits stehenden Ingenieure dürften noch nachstehende Einzelpreise von Interesse sein:

Kosten von 1 m³ Zyklopenmauerwerk.

An Arbeitslohn	8,50	M.
0,315 m³ Traßmörtel	3,80	„
Nebenkosten	8,50	„
Zusammen	**20,80**	**M.**

Fundamentaushub pro m³.

Im Gerölle	2,00	M.
Festes Gerölle (Moräne)	3,00	„
Fels	3,50—4,00	„

Sprengmittel loco Baustelle.

Sprengpulver (62 % Salpetergehalt) pro Kilogramm	0,72	M.
„ (75 „ „) „ „	0,78	„
Roburit pro Kilogramm	1,80	„
Sekurit „ „	2,00	„
Gelatine-Dynamit pro Kilogramm	3,10	„
3fache Dynamitkapsel, 1 Stück	0,25	„
1 Ring Guttaperchazündschnur, 8 m lang	0,45—0,50	„
1 Ring weiße Zündschnur	0,26	„

Rollbahnkosten, 60 cm Spurweite, pro lfd. m.

Stahlschienen, 65 mm hoch, 7 kg pro lfd. m schwer, samt Zubehör	2,90	M.
10/12 Schweller, 60 cm weit gelegt	0,40	„
Verlegen und Unterkrampen	0,40	„
Zusammen	3,70—4,00	M.

Im Tagelohn konnten die Rollwagen auf der 300 km langen Strecke vom Steinbruch zur Baustelle 18—20 mal, im Akkordwege 22—24 mal am Tage verkehren, wobei 0,5—0,6 m³ Steine verführt und 0,375 M. pro Wagen für Verführung gezahlt wurden. Durch die Einführung der Akkordarbeit des Verführens wurde auch die Tagelohnarbeit des Brechens beaufsichtigt bezw. rege erhalten.

Mörtelmühle.

1 Broyeur mit 2 Läufern à 1500 kg kostete ab Trier (Fabrik Lais & Co.)	2200	M.
inkl. Fracht, Montage und Transmission kam 1 Broyeur loco Bauplatz auf	3000	„

Sandmühle.

1 Steinbrechmaschine Nr. IV (Brink & Hübner, Mannheim)	2260	M.
1 Walzwerk Nr. VI (Brink & Hübner, Mannheim) . .	3730	„
1 Elevator „ „ „ „ . .	1540	„
1 Siebtrommel „ „ „ „ . .	820	„
Transmissionen „ „ „ „ . .	1200	„
Montage „ „ „ „ . .	480	„
Zusammen	10030	M.

Turbinenstation.

1 Turbine (ab Fabrik)	2000	M.
Bremsregulator für 50 Pferde	1600	„
Drahtseilscheiben etc.	2400	„
Zusammen	6000	M.

Rollendes Material.

1 Schubkarren, dreieckig	13—14	M.
1 Steintragbahre	9,50	„
1 Steinkarren	17,50	„
1 Rollwagen aus Holz (samt eiserner Armatur und Bremse)	120	„
1 eiserner Plattformwagen	157	„
1 Doppelseitenkipper mit Stahlmulde, 0,5 m³ Inhalt (für Erde und Mörtel)	178	„

Werkzeuge.

1 Stahlhammer, 8 kg schwer, à 0,90 M. . . . . =	7,20	M.
1 Stahlfäustel, 6 kg schwer, à 0,90 M. . . . . =	5,40	„
1 Stahlhebeeisen, 1,80 m lang, 15 kg schwer, à 0,60 M. . =	9,00	„
1 Stahlhebeeisen, 2,20 m lang, 21 kg schwer . . . . . =	12,60	„
(alle Werkzeuge ganz aus Stahl gefertigt, nicht angestählt)		
1 Ladestock (gezogenes Eisenrohr mit Kupferzwinge) pro Stück	1,50—2,50	„
Steinkeile, 5—10 kg schwer, pro Kilogramm	0,70	„
Schaufeln (Stahl) à 1,5 kg, à 0,42 M., pro Stück	0,63	„
Pickel aus Primastahl à 3,25 kg (Gebrüder Pongard, Hohenlimburg)	2,60	„
Pickelstiele pro Stück	0,50	„
Schaufelstiele (Esche) pro Stück	0,70	„
Steinbohrstahl pro Kilogramm	0,65—0,80	„

Beleuchtungsmaterial.

Pechfackeln, 1 kg schwer, pro Stück	0,33	M.
„ 1½ kg schwer, pro Stück	0,45	„
Pechkranz, 0,25 „ „	0,05	„
Ölgasstoff pro Kilogramm	0,45	„
Petroleum „ „	0,26	„

Schmiermaterial (A. Wingenroth, chem. Fabrik in Mannheim).

Konsistentes Maschinenfett, gelb, pro Kilogramm	0,50—1,00	M.
Wagenfett pro Kilogramm	0,30	„
Lederriemenfett pro Kilogramm	0,36	„

Zement.

Portlandzement (Dyckerhoff & Söhne, Bieberich) pro Waggon loco Station Lautenbach	425	M
loco Baustelle	665	„

Derselbe wurde in einer Prüfungsstation am Bauplatze stets geprüft.

Traß von Plaidt.

Preis pro Waggon (10000 kg)	100	M.
Zufuhr	240	„
loco Baustelle zusammen	340	M.
Die Zufuhr betrug auf der 7,5 km langen Talstraße	138	M.
(1 Pferd = 6 Meter-Ztr.) Auf der 4 km langen Bergstraße (2 Pferde = 6 Meter-Ztr.)	102	„

Holz.

1 m³ Tannenholz im Walde (vom Staate überlassen	11	M.

II. Frankreich.

Von den vielen hervorragenden neueren Stauweihern Frankreichs sollen neben 2 gemauerten Talsperren insbesondere nur 4 Erddämme hier vorgeführt werden, welche zur Speisung des Zentrums- und Burgunder Schiffahrtskanales dienen.

1. Reservoir von Torcy Neuf.

Dieses im Jahre 1887 vollendete Reservoir (eines von den 12 Staubecken des Zentrumskanales) liegt oberhalb des Kohlenterrains von le Creuzot im Rotliegenden. Es besitzt eine Wasserspiegelfläche von 166 ha, eine größte Wassertiefe von 14,5 m und einen Fassungsraum von 8767000 m³. Die Krone des 136,7 m langen und auf der tiefsten Stelle 16,3 m hohen Erdstaudammes liegt 1,8 m über dem höchsten Wasserspiegel. Trotz der großen Wasserfläche wurde bisher ein Wellenschlag von höchstens 50 cm Höhe beobachtet. Die Kronenbreite beträgt 5,50 m, die Breite in der Talsohle 52,9 m, der Kubikinhalt des Dammes selbst 129000 m³. Der geradlinige, an den Enden (Wurzeln) in die Berglehnen gut eingebaute Damm besteht aus sandig-toniger Erde. Der dem Wasser zugekehrte Teil der Dammschüttung wurde in Schichten von 7,5 cm Stärke gewalzt und bei größerer Trockenheit mit Kalkmilch beschüttet oder bei feuchter Witterung mit Kalkpulver bestreut. Beim Anschluß an das Mauerwerk wurde mit der Hand gestampft, sonst nur gewalzt. Die Walzen hatten einen Durchmesser von 700 mm, wogen leer 700 kg, mit Sand gefüllt 1200 kg und wurden von Pferden gezogen. Mit einer solchen Walze konnten pro Tag 80 m³ Erde (gemessen im komprimierten Zustande) eingewalzt werden, während eine auch zur Verwendung gelangte Dampfwalze

pro Tag 500 m³ leistete. 1 m³ Stampfung (Walzung) der Erde (Tonschlag) samt Kalkzusatz kostete in eigener Regie 23 Cent. = 24 h.

Der talseitige Teil des Dammes wurde aus derselben sandig-tonigen Erde hergestellt und zu gleicher Zeit wie der wasserseitige Teil in Horizontalschichten gewalzt, jedoch mit dem Unterschiede, daß hier 20 cm starke Lagen aufgeführt und gewalzt wurden, wobei eine Kompression auf 16 cm erzielt wurde und die Herstellungskosten sich dadurch niedriger gestalteten. Bei den Reservoiren in Montaubry und le Plessis wurde derselbe Herstellungsmodus eingehalten und kam 1 m³ gestampftes Erdreich (Tonschlag):

1. bei 7,5—10 cm Schichtenstärke:
   a) Handstampfung . . . . 1,00 Fr. = 96 h,
   b) Walzen (2 Pferde) . . . . 0,40 „ = 38 „
2. bei 20 cm Schichtenstärke:
   a) Handstampfung . . . . 0,60 Fr. = 58 h,
   b) Walzen (2 Pferde) . . . . 0,28 „ = 27 „.

Im Durchschnitt stellte sich 1 m³ Tonschlag inkl. Planie, Befeuchtung etc. auf **0,80 Fr. = 77 h.** Die Böschung auf der Wasserseite ist nach der auf Taf. XVI veranschaulichten Weise (System Chefingenieur Vallée) abgepflastert. Die landseitige Böschung (1 : 1¹/₃ geböscht) ist bis auf 5 m Höhe mit Akazien bepflanzt. Der Fuß der wasserseitigen Böschung stützt sich auf eine 1,5 m dicke, im Maximum 7 m hohe Herdmauer, welche 1 m tief in den rotliegenden Sandsteinfels eingelassen ist, vor welcher nebstdem zur Vermeidung jeder Durchsickerung am Felsfundament noch 3 zum Dammfuße parallele Lettenkerne hergestellt wurden.

a) Überfallwehr (Deversoir).

Dasselbe ist 12 m lang. Die Aufsätze, aus 4 übereinander gelegten, mit der Hand abnehmbaren Bohlen bestehend, sind 70 cm hoch und könnten bei Entfernung derselben bei einer angenommenen Überfallhöhe von $h = 50$ cm pro 24 Stunden $Q = 660000$ m³ abfließen (d. h. $Q = 7{,}6$ m³ pro Sekunde), was dem 4fachen Abflußquantum eines außerordentlichen Gewitterregens entsprechen soll.[1])

b) Wasserentnahmeobjekt zur Speisung des Zentrumkanales.

Die Entnahme erfolgt mittels eines Wasserturmes und eines gewölbten Grundablasses (Abflußkanal). Die obersten, an jeder Turmseite befindlichen, je 2,2 m breiten Öffnungen, welche mit niederen Wehraufsätzen ($h = 0{,}40$) versehen sind, dienen als eigentliches Überfallwehr und sind so dimensioniert, daß das separate, früher besprochene Überfallwehr (Deversoir) füglich hätte erspart werden können. Man war sich jedoch beim Baue resp. bei der Projektaufstellung noch nicht klar über die Wirkungen, welche das Herabstürzen größerer Wassermengen auf den Turm ausüben wird, und fürchtete eine starke Erschütterung des Turmmauerwerkes. Diese Besorgnisse haben sich jedoch nicht bestätigt. Der von außen viereckige Turm besitzt im Innern einen

---

¹) Die obige Berechnung Fontaines entspricht einem Kontraktionskoeffizienten $\mu = 0{,}41$.

zylindrischen Schacht von $d = 1,5$ m Durchmesser und endet unten in einen Sumpf von 2 m Tiefe, welcher, stets mit Wasser gefüllt, die zerstörende Wirkung des anprallenden Wassers aufhebt. Auf der oberen Plattform von 3,5/3,5 m Ausmaß sind die Aufzugsmechanismen der Schützen angebracht. Die Speiseschleusen, deren es 3 gibt, sind stufenförmig in Vertikalabständen von je 4,8 m übereinander angebracht, durch eigene zylindrische Schützen verschließbar und besitzen auf 40 cm Höhe eine Breite von 80 cm. Der Verschluß geschieht mit konvexen, zylinderförmig gebogenen Drehschützen (System Ingenieur Eugen Resal), welche also nicht gehoben, sondern gedreht werden. Der Turm ist durch eine solide Eisenkonstruktion mit der Dammkrone verbunden und seine isolierte Lage entschieden zweckmäßiger als die ältere Bauweise, nach welcher diese Türme in das Dammmasiv hineingelegt wurden, wodurch die Dichtigkeit derselben sehr häufig ungünstig beeinflußt wurde. Nebst diesen 3 Speiseschleusen ist am Fuße des Turmes noch eine 4. Sicherheitsschütze, 1,80 m hoch und 1,1 m breit, angebracht, welche den ganzen Grundablaß absperrt. Chefingenieur Fontaine in Dijon äußert sich hierüber wie folgt: „Wie groß der Wert dieses sinnreichen Schützensystemes auch sein mag, so würden wir dasselbe dennoch heute (1892) zweifellos nicht anwenden, und auch bei dem für den Burgunderkanal projektierten neuen Reservoir gedenken wir dasselbe nicht anzuwenden. An Stelle der 3 Speiseschleusenschützen des Turmes von Torcy Neuf hätte man unserer Ansicht nach mit Vorteil einen einzigen einfacheren und stärkeren Apparat verwenden können, nämlich die in den „Annales des ponts et chaussées, Août 1886" beschriebene einfache zylindrische, vertikale Schütze, wie dieselbe an allen Schleusen des Zentrumkanales funktioniert. Der Turm würde, anstatt von vier Seiten zugemauert zu sein, auf seiner ganzen Höhe einen 1 m breiten, von einer Reihe kleiner übereinander liegender, durchgewölbter Öffnungen unterbrochenen Abzugsschlitz erhalten, welche Öffnungen nach Bedarf durch Dammbalken verschlossen werden könnten, um das Innere des Turmes vom Reservoir abzuschließen. Die Hauptschütze wäre am Boden des Schachtes zu situieren und bedürfte nur eines Durchmessers von 75 cm, um dieselbe Wassermenge zu liefern, wie die bei vollem Reservoir gleichzeitig geöffneten beiden obersten Schützen von Torcy Neuf ($Q = 4,41$ m^3 pro Sekunde), und würde die Schützenhubhöhe bloß 2 cm, das Gesamtgewicht der Schütze samt Aufzugsstange ca. 200 kg betragen. Man hätte sozusagen gar keine Reibung mehr zu überwinden.

Bei einer Aufzugswinde von 1/50 würde die an der Kurbel auszuübende Kraft höchstens 5 kg, der Preis des vollständigen, höchst solid konstruierten Apparates loco Baustelle 900 Fr. betragen. Statt einer größeren Vertikal-Zylinderschütze könnten deren zwei mit 60 cm Durchmesser angebracht werden, wodurch eine Reserve im Falle Nichtfunktionierens der einen Schütze geschaffen würde. Um den Wasserturm zu füllen und mit dem Reservoir in Kommunikation zu setzen, würden vor Öffnung der Grundschleusen immer einige Dammbalken zu entfernen sein. Eine Reparatur der Schütze ist durch Wiederaufsatz der Dammbalken und Entleerung des Turmes jederzeit leicht möglich."

Beim Reservoir Torcy Neuf kam 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf rund **0,25 Fr.** (24 h). Der Grundablaß ist, wie aus Taf. XVI zu ersehen, auf Gewölben fundiert.

2. Reservoir de Montaubry.

Dieses ebenfalls zur Speisung des Zentrumkanales dienende, im Jahre 1859—1861 erbaute Reservoir wird durch einen Erddamm gebildet, welcher auf Taf. XVI im Querschnitt abgebildet ist. Die größte Wassertiefe beträgt 15,20 m und ist die Krone des Dammes 2,58 m über dem höchsten Wasserspiegel gelegen. Die Abpflasterung der wasserseitigen Böschung erfolgte nach der im Detail gezeichneten Weise. Das Dammmaterial bestand aus 2 Teilen sandiger Erde und 1 Teil Ton für den vorderen Teil, während der rückwärtige Teil aus gewöhnlichem Erdmaterial hergestellt und gestampft oder gewalzt wurde. Der Damm ist auf Kalksteinfels solid fundiert. Die Wasserseite war ursprünglich mit Asphalt coulé (gegossener Asphalt mit kleinem Schotter) gedichtet; die Schichte bröckelte jedoch bei Temperaturdifferenzen ganz ab und wurde daher später obiges Pflaster in Beton gelegt. 1 m³ aufgespeicherten Wassers kam auf **0,125 Fr.** (12 h) zu stehen, da der Damm ein nur kurzer ist. Der Fassungsraum des Reservoirs beträgt 5000000 m³, die Gesamtkosten stellten sich auf 730000 Fr.

3. Reservoir du Plessis.

In den Jahren 1868—1870 erbaut, dient dieses Reservoir gleichfalls als Speisebehälter für den Zentrumkanal. Ein bestehender alter Damm wurde erhöht und in ähnlicher Weise wie zu Montaubry ausgeführt. Taf. XVI zeigt den Querschnitt des Abschlußdammes. Die größte Wassertiefe ist 7,75 m und liegt die Dammkrone 1,70 m über dem höchsten Wasserspiegel. Der Fassungsraum des Stauweihers beträgt 1320000 m³, die Gesamtkosten waren 156000 Fr., so daß sich die Kosten pro 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf **0,27 Fr.** (26 h) belaufen.

4. Reservoir du Cercey.

Dieses zur Speisung des Burgunderkanales dienende Reservoir wurde in den Jahren 1830—1838 ausgeführt und 1873 rekonstruiert. Der Damm wurde nämlich aus zu lettigem (tonreichen) Material hergestellt und zeigte Risse und Rutschungen, aus welchem Grunde später alle 12 m mächtige bogenförmige Gurten (siehe Taf. XVI) eingezogen wurden, welche auf dem Lias-Mergel aufstehen.

Der eigentümlichen Ablaßvorrichtung wegen sei noch

5. das Reservoir von Mittersheim

erwähnt. Der im Jahre 1867 vollendete, 332 m lange, geradlinige Erddamm hat eine Kronenbreite von 6 m, eine Basisbreite von 31,5 m und ist 8,8 m hoch. Der Stauspiegel liegt 70 cm unter der Dammkrone; die Wasserspiegelfläche beträgt 262 ha, der nutzbare Fassungsraum 5800000 m³. Das Reservoir dient zur Speisung des Kanales „des Houillères de la Sarre“. Statt des Überfall-

wehres ist hier, da die Abflußmengen nur gering sind, ein Heber (Siphon) in den Damm eingebaut, welcher 7 m³ pro Sekunde abzuführen imstande ist,

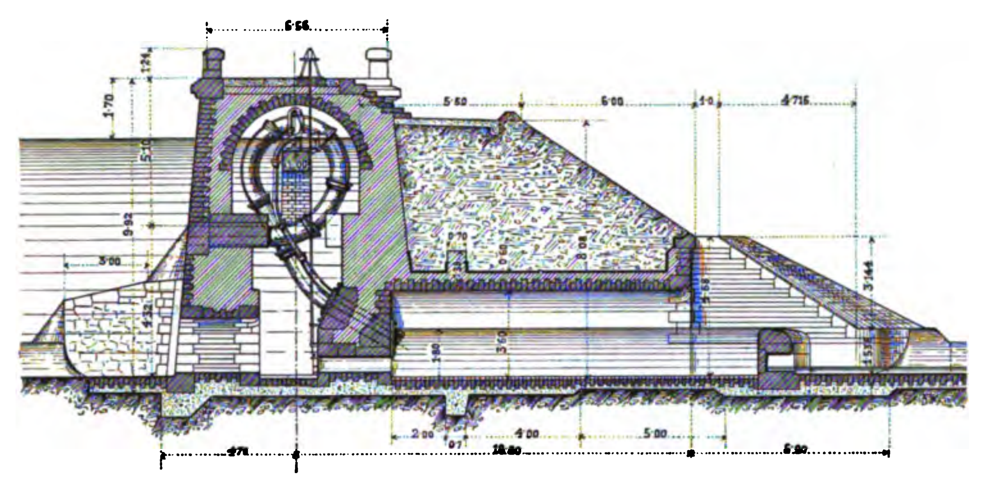
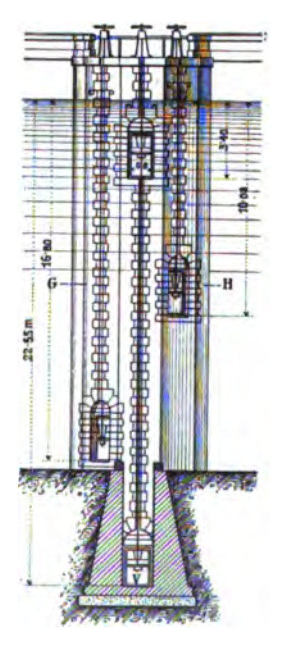


Fig. 154. Reservoir von Mittersheim.

wobei der höchste Wasserstand nur 50 mm über den gewöhnlichen ansteigt. Aus Fig. 154 ist die Anordnung des aus einer 700 mm weiten Rohrleitung gebildeten Siphons zu ersehen. Zur beliebigen Wasserentnahme oder zur vollständigen Entleerung des Reservoirs dient ein Grundablaß, welcher mit einer Schütze verschlossen ist. Näheres hierüber siehe Annales des ponts et chaussées 1869, I.



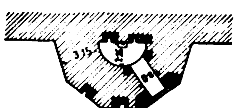


Fig. 155. Reservoir de la Mouche (Schleusenturm).

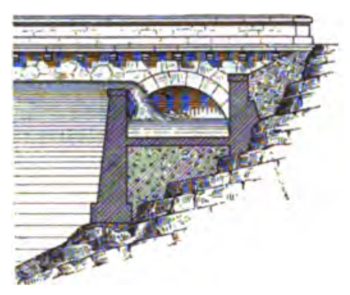
Zum Schlusse der französischen Talsperren soll noch bezüglich der baulichen Durchführung des Wasserturmes das im Haut-Marne Departement gelegene

6. Reservoir de la Mouche

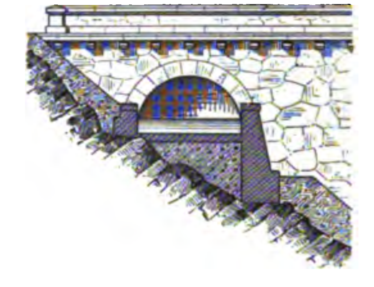
hervorgehoben werden, welches 8648000 m³ Inhalt und ein Einzugsgebiet von 6500 ha besitzt. Die Reservoirmauer ist 30,87 m hoch und an der Wasserseite nahezu senkrecht (62 cm auf 31 m Höhe). Die Grundform des Profiles ist ein Dreieck mit 20,27 m Basisbreite; die Kronenbreite ist normal nur 3,50 m, wird jedoch durch an die Talseite angebaute, viaduktähnliche, überwölbte Pfeiler (in 10,8 m Entfernung, sogen. Halbviadukt) auf 7,60 m verbreitert. Von der Talseite sieht diese Talsperre einem vermauerten Viadukte von 410 m Länge vollkommen ähnlich. Das Profil ist

nach der von Generalinspektor Bouvier aufgestellten und von Guillemain erweiterten Methode, nach welcher die neuen französischen Talsperren berechnet sind, konstruiert und der fehlende obere Querschnitt in ökonomischer Weise durch Verstärkung mit dem Halbviadukt ergänzt.

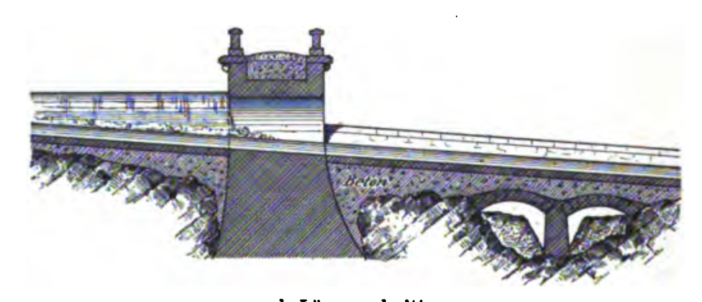
An die nahezu senkrechte Böschung auf der Wasserseite schließt sich nun der in Fig. 155 gezeichnete halbkreisförmige Schleusenturm an, welcher 4 Schützen, von denen die unterste zur Entleerung dient, enthält. Der Aufzugsmechanismus ist ein ähnlicher, wie der beim Altenweiher und Lauchenweiher beschriebene. Bei dem Bau dieser Staumauer betrug der Mörtelverbrauch 42 $^0/_0$; die Kosten des Mauerwerkes betrugen 26,33 Fr. pro m^3,



a Schnitt und Ansicht oberhalb der Sperre.



c Schnitt und Ansicht unterhalb der Sperre.



b Längenschnitt.

Fig. 156. Überfallwehr des Reservoirs des Ban bei St. Chamond (Frankreich).

die Gesamtkosten 5019287 Fr., so daß 1 m^3 aufgespeicherten Wassers sich auf **0,58 Fr.** (56 h) stellte. Da die lange Mauer geradlinig und nicht in Bogenform hergestellt wurde, zeigten sich, besonders im Winter 1890/91, bei starken Temperaturdifferenzen feine Sprünge, die jedoch sich später wieder schlossen.

7. Reservoir des Ban oder des Rive.

Das auf dem Flusse Ban in den Jahren 1866—1870 erbaute gemauerte Reservoir dient zur Versorgung der Fabriken am Gierflusse und der Stadt St. Chamond mit Trink- und Nutzwasser. Die 165 m lange, im Grundriß konvex angelegte Mauer hat 4,9 m Kronenbreite und bei 45 m Höhe 38,7 m Basisbreite. Als Grundablaß dient ein eigener, 60 m langer Stollen mit zwei 400 mm weiten Rohrleitungen, welcher in den Felsen vorgetrieben wurde, ohne also das Mauerwerk der Talsperre irgendwie zu tangieren. Auf der Wasserseite sind

die Rohrleitungen resp. der Stollen auf 28,27 m Länge voll eingemauert. Dem Flusse werden für die Fabriken 30 sl., der Stadt Chamond pro Tag 12000 m³ zugeführt. Der Überfall (Deversoir) ist 30 m lang und ähnlich wie in Remscheid in die Lehne eingebaut. Fig. 157 zeigt den Grundablaß und Fig. 156 das Überfallwehr in den einzelnen Schnitten. Die Mauer ist im

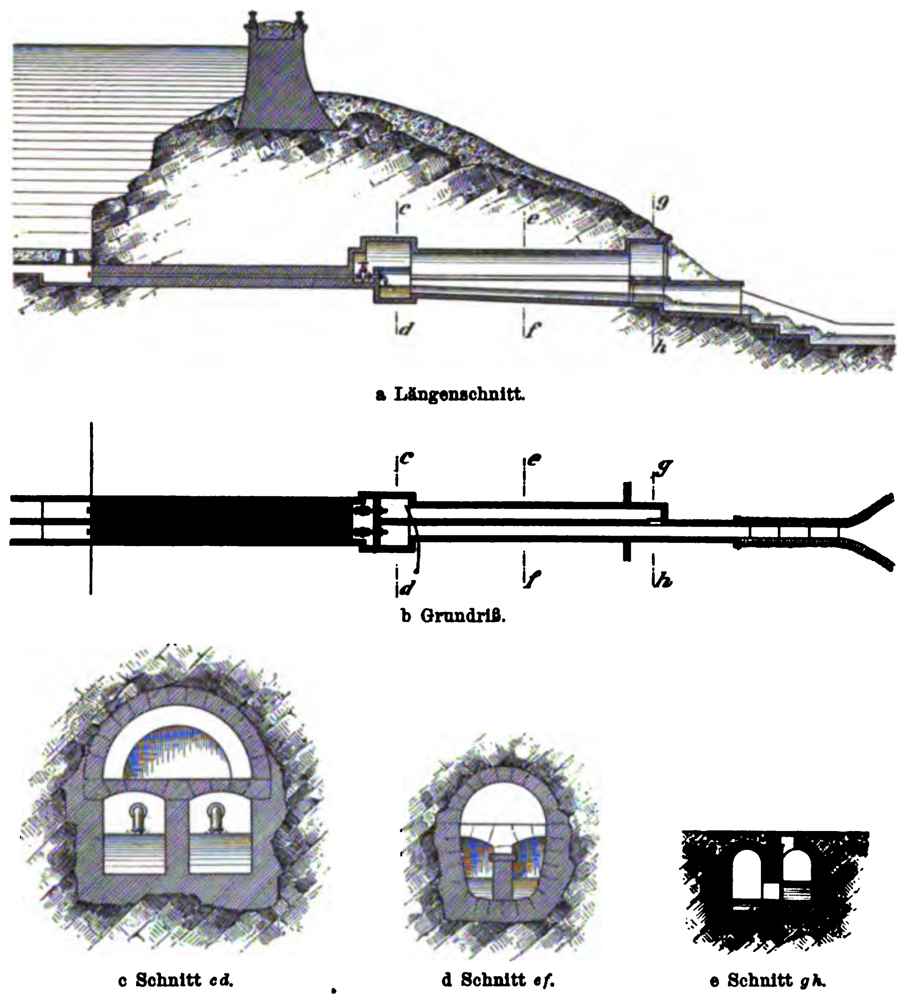


Fig. 157. Grundablaß des Reservoirs des Ban bei St. Chamond (Frankreich).

Maximum mit 8 kg pro cm² belastet berechnet; die Inanspruchnahme soll jedoch nach neueren Berechnungen de facto 11 kg pro cm² betragen. Das Niederschlagsgebiet beträgt 1800 ha = 18 km² mit einer durchschnittlichen Jahresregenhöhe von 0,8 m; es stehen somit 14400000 m³ Regenmenge zur Verfügung. Die Erfahrungen sollen gezeigt haben, daß hiervon ca. 65 °/₀, also 9360000 m³ zum Abflusse gelangen. Das Reservoir besitzt 1850000 m³ Inhalt; dasselbe wird jedoch nur 2 mal (im Herbste und Frühjahr) gefüllt.

Die Wasserspiegelfläche beträgt 18 ha, die Herstellungskosten beliefen sich auf 950000 Fr., daher 1 m³ aufgespeichertes Wasser auf **0,50 Fr.** (48 h) zu stehen kommt. Bei vollem Reservoir sollen durch die Mauer bis 10 sl. durchsickern. Das dem Granitgebiet entstammende Wasser ist sehr weich, also für Industrieen etc. sehr gut.

8. Reservoir von Bouzey.

Das zur Speisung des Ostkanales in der Nähe von Epinal auf der Westseite der Vogesen gelegene Reservoir von Bouzey wurde in den Jahren 1879

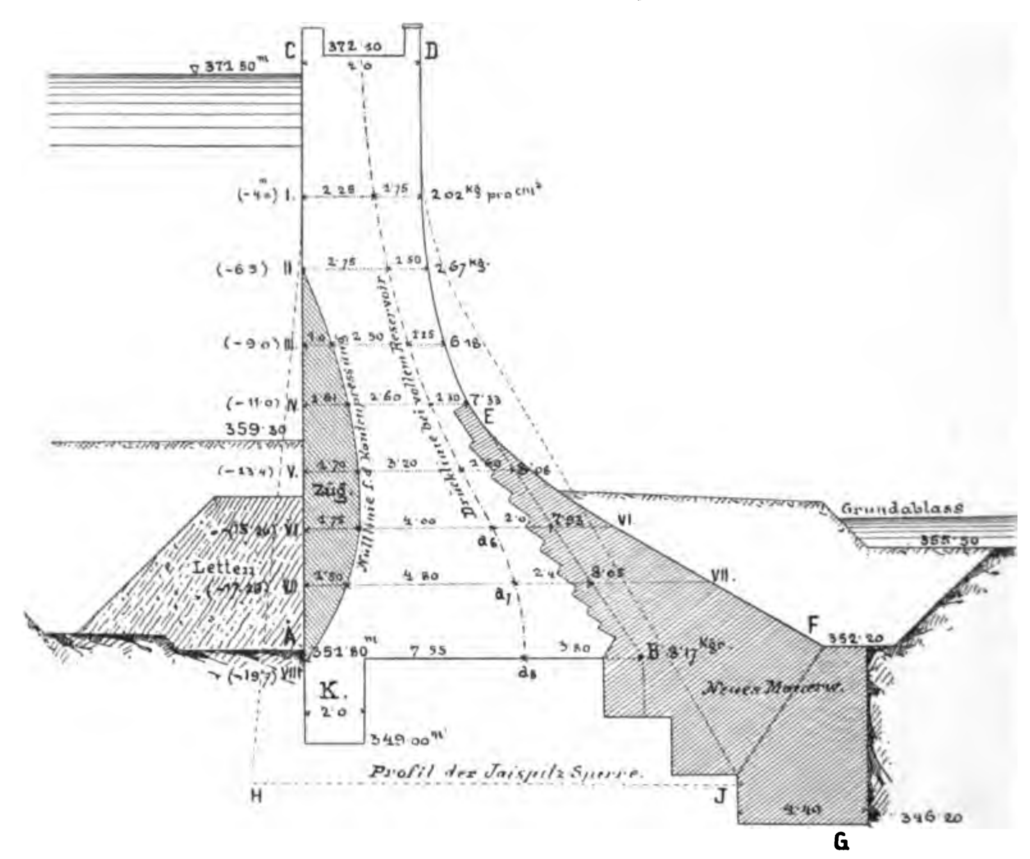


Fig. 158. Talsperre von Bouzey (altes und neues Mauerprofil).

bis 1882 mit einem Fassungsraume von 7 Mill. m³ bei 12,2 m Wassertiefe und einem Kostenaufwande von 3,35 Mill. Fr. (**0,48 Fr.** = 46 h pro m³ Wasser) erbaut. Die ursprünglich nach dem Profil $ABCD$ (Fig. 158) erbaute, im Grundriß geradlinige Talsperre ist 520 m lang und 19,7 m hoch; bei 4 m Kronenbreite betrug die Basisbreite $AB = 11{,}35$ m. Die Mauer ruht auf Schichten von weichen Buntsandstein, welcher von einer Tonschichte durchsetzt ist. 2,8 m unter der eigentlichen Basis der Talsperre wird der Buntsandstein vollkommen fest; bis zu dieser fundierungsfähigen Schichte wurde wasserseits

bloß eine 2,8 m tiefe und 2 m breite Herdmauer *K* hergestellt, um eine Dichtheit gegen Durchsickern zu erzielen, anstatt die ganze Mauer bis auf diese Tiefe zu senken. Als im März 1884 das Reservoir angespannt wurde, zeigten sich bedeutende Deformationen und ein Abschieben der Mauer, sowie Risse in derselben, durch welche 30000 m³ pro 24 Stunden abgeflossen sein sollen (siehe die detaillierte Abhandlung von Oberbaurat Weber von Ebenhof in der Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, 1895, Heft VI, Wien, Alfred Hölder, und Wasserbauinspektor Bühler: Schillings Journal für Gas- und Wasserversorgung, 1895, sowie Dumas, Étude sur les Reservoirs, Paris 1896). Hierauf wurde in den Jahren 1888 und 1889 das Fundament der Mauer auf

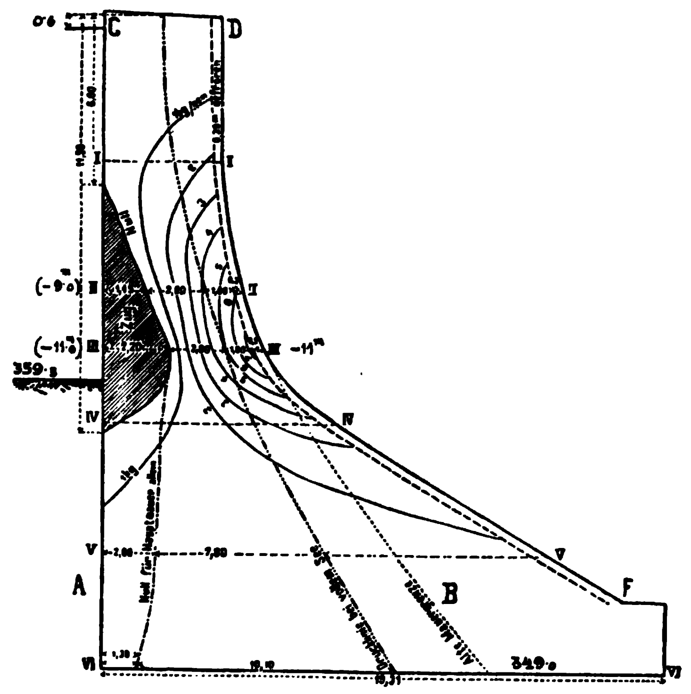


Fig. 159. Kurven der Inanspruchnahme der Bouzey-Sperre.

der Talseite in der aus der Fig. 158 ersichtlichen Weise verbreitert (*ACDFG*) und an der Wasserseite (bei *A*) ein neuer, oberflächlich konvexer, 2 m starker Mauerblock, sowie eine Lettenanstampfung als Dichtung hergestellt. (Dieser Mauerblock erscheint in der Zeichnung nicht eingetragen.) Betrachten wir das ursprüngliche Talsperrenprofil *ABCD* nur betreffs der Stabilität bezw. bezüglich der Kantenpressungen, so sehen wir, daß beim alten Profil von der Kante II abwärts (Fig. 158) die Drucklinie in das äußere Drittel der Mauer, also außerhalb der sogen. Kernfläche fällt, mithin auf allen inneren Kanten bedeutende Zugspannungen auftreten mußten. Durch die Rekonstruktion der Mauer wurde an dem oberirdischen Teile derselben nichts geändert, daher auch dort zwischen den Fugen I und IV (Fig. 159) bedeutende Zugspannungen auftraten; der dem Zuge ausgesetzte Teil des Mauerprofiles ist durch die

schraffierte Fläche angedeutet; die eingezeichneten Kurven sind die konstruierten Linien gleichen Druckes. Insbesondere in der 5,50 m langen Fuge III (entsprechend Fuge IV in Fig. 158), 11 m unterm Wasserspiegel gelegen, fällt der Angriffspunkt a der Resultierenden (die Drucklinie) ca. 53 cm vom Kernpunkt entfernt in das äußere Mittel hinein; hierbei wurde das beim Projekte angenommene spezifische Gewicht mit 2,25 kg akzeptiert. Wird jedoch das von Bühler berechnete spezifische Gewicht des trockenen Mauerwerkes mit 1,87 kg in Betracht gezogen, dann rückt dieser Punkt a_3 in der gefährlichsten (Bruch-) Fuge III 98 cm in das äußere Drittel, vom Kernpunkte aus gerechnet, hinein, und hat Bühler die Kantenpressung auf der Landseite mit 24,8 kg pro cm² berechnet. Hierbei wurde die Basis des Mauerprofiles als geradlinig in der Seehöhe 349,0 angenommen.

Dumas hat unter Zugrundelegung eines spezifischen Gewichtes von 2,2 kg das alte Profil $ABCD$ untersucht und auch hier gefunden, daß in der 5,51 m langen gefährlichsten Fuge IV (Fig. 158) der Angriffspunkt a_3 um 54 cm über den Kernpunkt in das äußere Fugendrittel hineinreicht. Die maximalen Kantenpressungen hat derselbe mit 7,33 kg, in den unterhalb liegenden Fugen noch etwas größer und in B 8,17 kg pro cm² berechnet. Trotz dieser Zugspannungen und großen Kantenpressungen erhielt sich die neukonstruierte Mauer vom Jahre 1889—1895, bis plötzlich am 27. April 1895 um $5^1/_2$ Uhr früh die furchtbare Katastrophe des Durchbruches der Mauer auf eine Länge von 200 m eintrat, der 7 Mill. m³ fassende Stauweiher sich in einer halben Stunde entlerrte und diese kolossalen Wassermengen mit 10 m Geschwindigkeit auf eine Strecke von 20 km bis zur Einmündung in die Mosel 7 Ortschaften zerstörten, bei welcher Katastrophe auch über 100 Menschen ihren Tod fanden Wie aus den früheren Betrachtungen hervorgeht, dürfte insbesondere die ungenügende Profilstärke des über Tag befindlichen Teiles der Talsperre, die ungenügende Fundierung, sowie schlechter Anschluß der in zwei längeren Zeitperioden errichteten Mauerwerksmassen, endlich die geradlinige Grundrißform der Mauer die Ursache des Zusammenbruches bilden. Das Mauerwerk selbst war als solches, wie aus den Resten konstatiert wurde, ein sehr gutes. In Fig. 158 erscheint punktiert auch das Querschnittsprofil der Jaispitzstaumauer zum Vergleich eingezeichnet.

III. England.

Als Type einer Talsperre, welche auf ihrer ganzen Kronenlänge als Überfallwehr zu funktionieren hat, mithin eine von den normalen Typen vollkommen abweichende Querprofilform besitzt, soll hier die zur Wasserversorgung der Stadt Liverpool in den Jahren 1881—1888 erbaute Talsperre von Virnwey in nachstehender Ansicht (Fig. 160) vorgeführt werden. Das zugehörige Querprofil zeigt Fig. 161, und wird auf das Seite 226 über diese Sperre bereits Erwähnte hingewiesen. Der am Virnweyfluß (Nebenfluß des Severn) oberhalb Shrewsbury (Nordwales) eingebaute Stauweiher besitzt ein 90 km² großes Einzugsgebiet und bei 25,6 m größter Wassertiefe einen Rauminhalt von 55000000 m³. Die Gesamtkosten betrugen 12260000 Fr., mithin kommt 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf **0,25 Fr.** (21 h). Die Wasser-

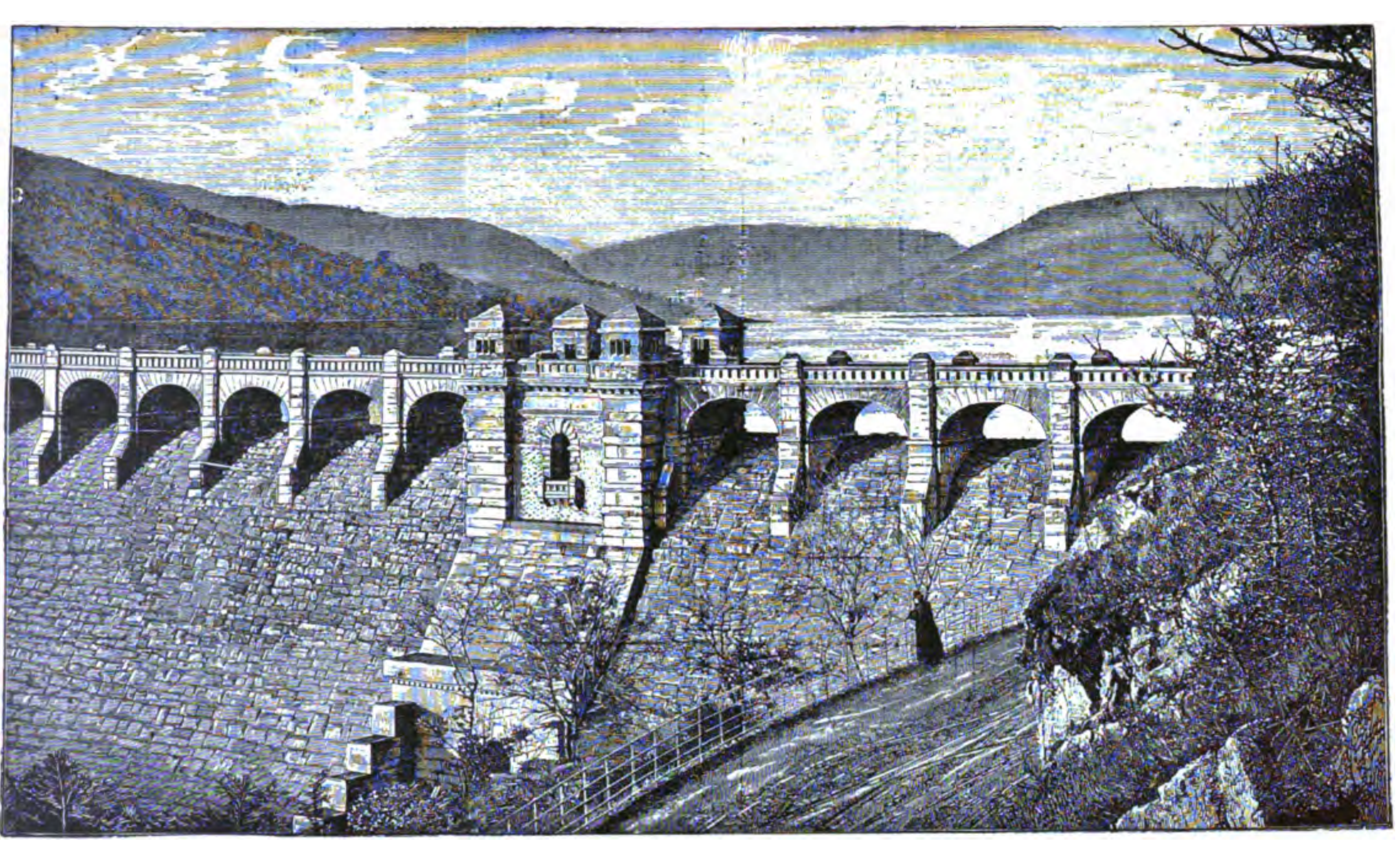


Fig. 160. Talsperre von Virnwey (Ansicht von der Talseite).

spiegelfläche beträgt 453 ha, die Kronenlänge der Mauer 355 m und die Gesamthöhe der Mauer 49,1 m; die Überfallkrone ist 39,3 m unter der Fundamentsohle gelegen. Die maximale Kantenpressung beträgt 9,82 kg pro cm². Die Tiefe des Wassers im Untersee, welcher gleichzeitig einen Gegendruck gegen die Talsperre ausübt und als Schutz gegen das herabstürzende Wasser dient, beträgt 13,7 m. Die Basisbreite beträgt 35,91 m, die 6,40 m breite Krone ist als Fahrweg hergestellt, die einzelnen 6,4 m breiten Überfallöffnungen überwölbt. Die Talsperre gewährt infolge der mächtigen und architektonisch reich bedachten Entwicklung einen imposanten Anblick. Die Entnahme des Wassers erfolgt aus einem in der Ansicht zu sehenden Wasserturme und wird mittelst einer 124 km langen Leitung, in welcher auch eine Filter- und Reinwasserreservoiranlage eingeschaltet ist, der Stadt Liverpool in einem täglichen Quantum von 181720 m³ zugeführt, nebenbei an den Fluß täglich 45000 m³ abgegeben. Die Möglichkeit, über eine so große abgebbare Wassermenge zu verfügen, liegt in der großen Regenhöhe, welche im Durchschnitt 2200 mm pro Jahr beträgt; es stehen also bei 90 km² Einzugsgebiet 198000000 m³ Regenmenge zur Verfügung, während 82500000 m³ abzugeben sind, d. h. die Abflußquote muß wenigstens 41 % betragen.

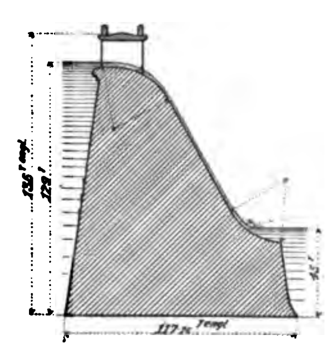


Fig. 161. Virnweysperre (Querprofil).

IV. Indien.

Die zumeist Bewässerungszwecken dienenden Reservoire Englisch-Indiens sind am häufigsten in den Provinzen Madras und Bombay anzutreffen. In der Gegend von Madras insbesondere sind mehr als 50000 wohl zumeist nur kleine Reservoire schon durch die Hindus gebaut worden, welche zur Bewässerung von je 4—400 ha dienen; nur 5 Reservoire bewässern größere Gebiete. Zur Bewässerung von 1 ha rechnet man dortselbst pro Jahr 9000 m³ Wasser; mit Rücksicht auf die Verdunstungshöhe, welche pro Jahr bis 2000 mm betragen kann, muß daher für jedes Hektar ein Reservoirfassungsraum von ca. 15000 m³ angenommen werden. Im allgemeinen nehmen die Engländer für Bombay an, daß $^1/_4$ der Regenmenge in das Reservoir gelangt. Generalleutnant Mullins nimmt für die Provinz Madras unter Voraussetzung einer 5 %igen Verzinsung an, daß das Baukapital für die Herstellung der Stauweiher 0,026 Fr. = $2^1/_2$ h pro m³ aufgespeicherten Wassers nicht übersteigen darf. Nach den Publikationen Leutnant Homes (1868) verzinsen sich von den 6 großen Reservoirs Oberindiens 5 mit ungefähr 5 % des Anlagekapitals, wobei er hervorhebt, daß allerdings die Baupreise damals sehr niedere waren und daß in der dortigen Gegend bereits durch eine Bewässerung mit 13500 m³ pro Hektar jährlich 2 Ernten erzielt werden. Eines dieser Reservoire ist jenes von Kabra, welches bloß 0,01 Fr. = 1 h pro m³ aufgespeicherten Wassers kostete.

Von den englischen Reservoiren sollen in nachfolgendem zwei der interessantesten beschrieben werden, und zwar:

1. Das Reservoir von Ashti im Distrikte Sholapur (Indien).

Dieser im Jahre 1876—82 erbaute Erddammstauweiher dient zur Bewässerung von derzeit ca. 6000 ha Terrain. Der Stauweiher faßt ca. 38 Mill. m^3 Wasser, hat eine Spiegelfläche von 1100 ha (11 km^2) und ein Einzugsgebiet von 338 km^2. Die größte nutzbare Wassertiefe (Stauhöhe) beträgt 14 m, die mittlere Jahresregenhöhe 950 mm, die Zuflußmenge ins Reservoir beträgt $A = 0{,}17\ R$. Hiervon gehen im Stauweiher selbst 6 Mill. m^3 durch Versickerung und Verdunstung verloren, so daß also 48 Mill. m^3 zur Verfügung stehen. Der Erddamm ist 3,8 km lang und beträgt seine größte Höhe 17,4 m.

Da zuerst durch Ausrodung aller Wurzeln, der Vegetationsdecke etc. ein gutes Fundament, das Dammfeld vorbereitet war, wurde in der Mitte unter der künftigen Dammkrone ein 3 m breiter Tonkern (Puddle) auf die ganze Dammlänge bis zur undurchlässigen Braunkohlen-Sandsteinschichte niedergebracht. Hierauf erfolgte die Anschüttung des Dammes derart, daß der mittlere Teil aus schwarzem, sorgfältig ausgewähltem, lehmigem Boden, der rechts und links anschließende Teil aus ausgesuchter bindiger, rotbrauner Erde in Schichten von 20 cm Höhe eingewalzt wurde. Der talseitige äußere Teil ist aus einer Mischung der lehmigen Erde mit Sand hergestellt und 1 : 2 geböscht. Die 3 füßige geböschte Wasserseite ist durchweg gepflastert.

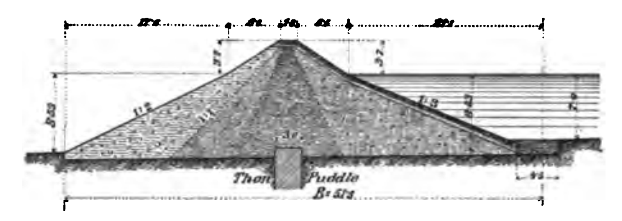


Fig. 162. Abschlußdamm Ashti.

An den beiden Wurzelenden des Dammes befinden sich die Ablaufkanäle, bestehend aus gemauerten, gewölbten, 1 m breiten, 1,4 m hohen, eiförmigen Durchlässen (mit der Spitze nach oben), welche durch den Damm gehen, talseitig durch eine Mauer geschlossen sind, aus welcher 3 gußeiserne, 30 cm weite, mit Schieber versehene Rohrleitungen den Abfluß regulieren. Der Hochwasserüberfall mit dem 240 m breiten Abflußgerinne ist in einem seitwärts gelegenen Flügeldamm situiert.

Die Baukosten dieses Stauweihers betrugen 950000 Fr.; es stellt sich somit 1 m^3 aufgespeicherten Wassers auf **0,025 Fr.** = 2 h.

2. Das Reservoir an dem Muthaflusse (Indien).

Der im oberen Becken der Kistna gelegene Muthafluß entspringt 48 km oberhalb der Stadt Poonah; 16 km von dieser Stadt entfernt wurde im Jahre 1868 mit dem Baue der Talsperrenmauer begonnen. Die Talsperre, auf Felsen fundiert, ist 1560 m lang und mit einem 440 m langen Überfall versehen, dessen Schwelle 3,35 m unter der Mauerkrone liegt. Das Mauerprofil ist trapezförmig, mit 4,35 m Kronenbreite und 32,10 m Gesamthöhe (30 m über der Fußsohle). Die maximale Wassertiefe beträgt 26,50 m; da jedoch die Schwelle der Speiseschleusen (Ablässe) 8,70 m unter dem Reservoir-

wasserspiegel liegt, so ergibt sich hieraus, daß eine Wassertiefe von 17,8 m nicht ausnutzbar ist. Obwohl der Grund dieses auffallenden Mißverhältnisses in den Publikationen nicht angegeben erscheint, dürfte dieser Umstand, wahrscheinlich durch eine lokale Terraingestaltung bedingt, auf den nutzbaren Fassungsraum dieses Reservoirs trotzdem wesentlich einwirken, indem der wirkliche Gesamtfassungsraum des Reservoirs mit **146 Mill. m^3**, der nutzbare Inhalt desselben oberhalb der Schwellen der Ablaß- (Speise-) Schleusen nur mit 90 Mill. m^3 angegeben wird. Die Wasserspiegeloberfläche des Stauweihers beträgt 1400 ha, das Einzugsgebiet 508 km^2 (50800 ha), die jährliche Regenhöhe bis 5000 mm. Rechnet man hiervon 1200 mm für Verdunstung der freien Wasserspiegeloberfläche, entsprechend 16,8 Mill. m^3 Wasser auf 1400 ha, so restiert ein nutzbarer Fassungsraum von 73,2 Mill. m^3. Da sich die Gesamtbaukosten des Reservoirs auf 6,2 Mill. Fr. beliefen, so kommt 1 m^3 nutzbarer Fassungsraum auf $\frac{6,2}{73,2} = 0,084$ Fr., während 1 m^3 des durch die Sperre erzielten Fassungsraumes überhaupt sich auf $\frac{6,2}{146,0} =$ **0,042 Fr.** = 4 h stellt, welch letzterer Preis der zur Beurteilung der Baukosten wichtigere ist, während die obige Ziffer von 0,084 Fr. für die Rentabilität des Unternehmens maßgebend wäre, wenn das Reservoir jährlich nur einmal gefüllt werden könnte. Wird jedoch die Regenhöhe von 5000 mm, die jährliche Verdunstungshöhe von 1200 mm für 1400 ha, das Einzugsgebiet von 508 km^2 und die in Indien übliche Annahme, daß $^1/_4$ der Regenmengen in das Reservoir gelangt, ins Auge gefaßt, so ergibt sich, daß der nutzbare Inhalt des Reservoirs jährlich mindestens 5—6 mal erneuert werden kann, daher der Preis für 1 m^3 Wasser sich ca. auf 0,015 Fr. = $1^1/_2$ h stellen würde. Die Abgabe des Wassers erfolgt durch 2 Kanäle, welche, auf beiden Ufern des Muthatales gelegen, 115 bezw. 22 km lang sind und 36000 ha eines Landes zu bewässern imstande sind, welches, auf der Hochebene von Decan gelegen, in trockenen Jahren nur 500 mm Regenhöhe besitzt. Derzeit werden von dieser Fläche erst 27000 ha bewässert, nebstdem die Stadt Poonah, bis zu welcher der Kanal am rechten Ufer schiffbar ist, sowie zahlreiche Dörfer mit Trink- und Nutzwasser versorgt.

V. Amerika.

Von den in Europa jetzt üblichen Dimensionierungen und Querschnittsformen völlig abweichend, sind die in neuerer Zeit in den vereinigten Staaten Nordamerikas ausgeführten Staumauern als sehr interessant hervorzuheben.[1]). Insbesondere gilt dies von den Reservoiren, welche zur Bewässerung der regenarmen Wüstenregionen erbaut wurden. Unter diesen meliorationsbedürftigen Ländereien ragt insbesondere die 125000 km^2 große Mohavewüste im südlichen Kalifornien hervor. Dieselbe grenzt nördlich an den Staat Nevada und ist im Osten durch den tief eingeschnittenen Coloradofluß vom Staate Arizona getrennt. Dieser auf einem Hochplateau hinziehende Fluß ist durch seine ungeheuer tiefen Erosionen (Canon) bekannt; insbesondere ist es der 380 km lange Grand Canon (großes Rohr), welcher, bis 1000 m

[1]) Ronna, Les irrigations de la région aride aux États-Unis. Paris 1896.

hohe, fast senkrechte Wände aufweisend, nordöstlich der Mohavewüste gelegen, sich von Eldorado an gegen Osten hinzieht, und in welchen wieder kleinere, jedoch ebenso sehr enge und tiefe Seiten-Canons einmünden. Die Mohavewüste, welche zum Teile tiefer als der Meeresspiegel liegt, wird von dem häufig trockenen Mohavefluß durchzogen, welcher, in der San Bernardino-Kette entspringend, sich in einen Salzsumpf (Mohave Lak) ergießt. Von den neueren Reservoiren, welche insbesondere für die Irrigation dieser Wüstenländereien bestimmt sind und teils in Mauerwerk, teils in Erde und Holz ausgeführt wurden, sollen im nachfolgenden vier der interessantesten Bauten hervorgehoben werden.

1. Reservoir von Sweetwater.

Dieser Stauweiher ist bei einer Spiegellänge von $5^1/_2$ km und einer maximalen Breite von 1 km am Fuße des Berges San Miquel (750 m Seehöhe) im Tale des Sweetwater-Flusses gelegen. Die Sperre, welche hier den Cañon Jomacha traversiert, wurde zuerst 18,3 m hoch über dem Flußwasserspiegel erbaut und nachträglich auf 27,45 m erhöht; sie besitzt einen trapezförmigen Querschnitt mit einer Kronenbreite von $b = 3{,}65$ m, einer Basisbreite $B = 14{,}05$ m und einer Höhe $h = 27{,}45$ m. Die Mauer ist an der Krone 103,6 m, am Fuße 50,5 m lang, im Grundriß gewölbeartig mit 67,66 m Radius und 91,40 m Sehnenlänge angeordnet und aus Granitmauerwerk in Zyklopenverband ausgeführt. Die Mauer hat einen Inhalt von 16000 m^3 Mauerwerk mit einem mittleren spezifischen Gewichte von 2,6. Zum Schutze gegen den Wellenschlag ist auf der Wasserseite eine 1,05 m hohe und 0,6 m breite Parapuetmauer errichtet und auf der Landseite ein eisernes Geländer angebracht. Das Überfallwehr besteht aus 8 Öffnungen von 12,2 m Länge und 1,5 m Höhe, welche durch Schleusen abgesperrt sind. Die Entnahmeleitung besteht aus einem Hauptrohrstrang von 900 mm Durchmesser, deren Einlauf sich in einem gemauerten Turm von 1,8 m Lichtweite, welcher ca. 15 m talaufwärts von der Sperre gelegen, im Reservoirbecken selbst situiert ist und welcher den maximalen Stauspiegel um 1 m überragt. Zwei andere Rohrleitungen von 350 und 450 mm Lichtweite, welche durch die Abschlußmauer hindurch bis zum Entnahmeturm führen, funktionieren unabhängig von der großen Leitung und dienen dazu, das Aufschlagwasser für Turbinen zu liefern. Der Fassungsraum des Reservoirs beträgt 22 Mill. m^3 bei einer Wasserspiegelfläche von 295 ha. Die Verdunstung ist in den Monaten Juni bis November von großem Einfluß und beträgt die jährliche Verdunstungshöhe 1220 mm. Der Bau des Reservoirs wurde im November 1886 begonnen und im März 1888 vollendet. Die Baukosten betrugen 1260000 Fr.; es stellt sich somit 1 m^3 aufgespeicherten Wassers auf **0,05 Fr.** = 5 h.

Das wegen seiner abnormalen Dimensionierung im Querprofil interessanteste Bauobjekt bildet

2. die Talsperre des Reservoirs de Bear Valley (San Bernardino).

Unmittelbar im Norden des Pic San Bernardino und des Berges Graybock in der Nähe des Santa Anaflußtales bricht das Bear Valley (Bärental) durch.

Das letztere bildet hier in 1900 m Seehöhe ein weites Becken von 20 km Länge mit wechselnden Breiten von einigen hundert Metern bis zu 1,5 km, welches die Wässer des Bear Creek empfängt und einem Niederschlagsgebiet von 112 km² entspricht. Die aus Granit erbaute und auf dieselbe Gebirgsart fundierte, 915 m lange Talsperre ist 19,50 m hoch und im Grundriß nach einem Bogen vom Radius $r = 80$ m als horizontales Gewölbe ausgeführt (Fig. 163).

Die talseitige Mauerfläche ist auf eine Höhe von 14,6 m vertikal, die wasserseitige Fläche etwas geböscht gehalten und zwar derart, daß dieser obere Mauerteil eine Kronenbreite von 0,9 m und auf 14,6 m Tiefe eine Basisbreite von 2,45 m besitzt. Dieses beängstigend schwache Mauerprofil sitzt auf einem 4,9 m hohen, auf der Krone 4,45 m, an der Basis 6,75 m breiten, trapezförmigen Fundamentsockel auf. Die Talsperre ist ein Granitmauerwerk mit Portlandzementmörtel gemauert und die beiden Ansichtsflächen mit 9 cm bis 1,7 m langen und 6 cm dicken, bearbeiteten Granitblöcken verkleidet. Die Flügelbreite (Kämpferfuge), mit welcher sich dieses horizontale Gewölbe an die Granitfelswiderlager anlehnt, beträgt das Doppelte der normalen Talsperrenprofilbreite, jedenfalls, um die Inanspruchnahme der Tallehnen, herrührend vom Gewölbeschube, pro Quadrateinheit zu verringern. Die Maximalpressung soll 50 kg pro cm² betragen. Der Fassungsraum des Reservoirs soll bei einer Wasserspiegelfläche von 850 ha nach Ronna 50 Mill. m³, nach anderer Publikation 39 Mill. m³, die Bausumme 400000 Fr. (?) betragen, so daß 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf **0,008 Fr.** = 0,8 h bezw. **1 h** zu stehen käme.

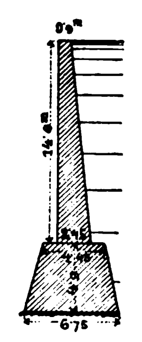


Fig. 163. Talsperrenprofil des Reservoirs de Bear Valley.

Jedenfalls müssen diese Zahlen mit einiger Vorsicht aufgenommen werden, da es wohl keine zweite Stelle mehr geben dürfte, an welcher mit einer nach der Profilzeichnung 19,5 m hohen, an der Krone ca. 60 m (nach der Textangabe 915 m) langen Mauer ein derartig kolossales Wasserquantum magaziniert werden könnte. (Nach der photographischen Aufnahme wäre die Länge von 60 m mehr gerechtfertigt.) Wenn auch die Talsperre nur als horizontales Gewölbe gerechnet und daher in diesen schwachen Dimensionen ausgeführt wurde, so muß doch diese Profilform bezüglich der Dauer dieses Bauwerkes zu den ernstesten Befürchtungen (siehe die Katastrophe Johnstown) Anlaß geben, selbst wenn die Ausführung eine noch so vorzügliche sein sollte. — Vederemo! —

Fig. 164 zeigt die Daraufsicht dieser Sperre nach einer von Dr. Fischer gemachten photographischen Naturaufnahme.

3. Reservoir Cuyamaca (Kalifornien).

70 km nordöstlich der Stadt San Diego, in der Mitte der Berge von Cuyamaca in einer Seehöhe von 1500 m gelegen, sammelt dieser Stauweiher aus einem 35 km² großen Einzugsgebiet die Abflußmengen, welche jährlichen Niederschlagshöhen von 750—1000 mm entsprechen, und welches Gebiet an

der Grenze der Wüste gelegen ist. Als Sperre dient ein aus tonigem Material hergestellter Damm von 219 m Länge, 12,7 m Höhe, welcher an der Krone 4,90 m, am Fuße 10,66 m breit ist. Dieser Damm ist auf einer Tonschichte fundiert und durch einen zentralen Tonkern, der bis unter die Fundamentsohle reicht, gedichtet.

Die Böschungen betragen auf der Bergseite 1 : 2, auf der Talseite 1 : $1^1/_2$, welche letztere durch ein 20 cm starkes Pflaster versichert ist.

Das in Mauerwerk ausgeführte Überfallwehr besteht hier in einem Entlastungskanal (1,06 . 1,37 . 36,0 m) mit einem Gefälle von 1 m, welcher Kanal



Fig. 164. Talsperre de Bear Valley (San Bernardino).

in das Talgehänge eingeschnitten ist. Sein oberes Ende schließt sich an einen gemauerten 2,4 m weiten Turm an, dessen Krone mit jener der Talsperre gleich hoch liegt. In dem Turme befinden sich 2 Schützenöffnungen, eine an der Sohle, die zweite um 4,7 m höher.

Bei einer Wassertiefe von 10 m magaziniert dieser Stauweiher 13 Mill. m^3, wobei die Wasserspiegelfläche 400 ha beträgt.

Der Bau wurde 1887 beendet und kostete 5,4 Mill. Fr., also 1 m^3 aufgespeicherten Wassers **0,41 Fr.** = 40 h.

4. Reservoir San Diego (Kalifornien).

Zur Ergänzung des früheren Sammelweihers dienend wurde 50 km oberhalb der Mündung des Flusses San Diego in einer Seehöhe von 245 m

das tief eingeschnittene, oft von überhängenden Felsen gebildete Flußtal (Canon) durch eine 10 m hohe und 137 m lange, am Fuße 4,9 m, an der Krone 1,9 m dicke Mauer abgesperrt.

Der Stauweiher dient zu Bewässerungszwecken von 4 Mill. ha wertlosen Landes, teilweise zur Versorgung der Stadt San Diego.

Der Bau wurde 1886 in Angriff genommen, die Mauer 3,65 m tief in das Flußbett fundiert, welche aus weichem zerbröckelnden Granit, der mit Gerölle überdeckt ist, bestand. Wie nicht anders zu erwarten, zeigte das Mauerwerk so starke Bewegungserscheinungen, daß die bergseitige Stirnfläche der Sperre bis zur Basis neu hergestellt und durch einen Strebepfeiler von 60 cm Breite und 5,5 m Tiefe verstärkt werden mußte.

Der Anzug auf der Talseite beträgt auf 6 m 1,45 m, auf der Bergseite 2,10 m auf 6 m. Im Grundriß ist die Mauer bogenförmig angelegt.

Die Kosten dieses Reservoirs beliefen sich auf 278000 Fr.

VI. Österreich.

Der Bau der Stauweiher und die Bodenmeliorationen im Jaispitzbachtale in Mähren.

Die Projektierung eines größeren Unternehmens zur Hebung der Bodenertragsfähigkeit im Jaispitzbachtale, dessen Erläuterung dieser Bericht zum Gegenstande hat, bildete den Anfang zur Realisierung von Wünschen und Hoffnungen der Grundbesitzer von 15 Katastralgemeinden, Wünsche, welche zu Anfang des vorigen Jahrhunderts auftauchten und seit dieser Zeit, immerwährend frisch angeregt durch oft wiederkehrende Verheerungen durch Hochwasser wie durch allmählich sich steigernden Rückgang in der Bodenertragsfähigkeit, von Jahr zu Jahr dringender wurden und den Gegenstand vieler kommissioneller Erhebungen und Verhandlungen bildeten, die seit dem Jahre 1801 in kurzen Zeitintervallen bis Ende 1886 stetig wiederkehrten. Es wurde eine Reihe von Verordnungen erlassen, deren Zweck es war, durch lokale Schutzmaßregeln die drohenden Gefahren von demjenigen Teile des Tales abzuhalten, der gerade den Gegenstand der bezüglichen kommissionellen Verhandlung bildete. Was lokal wenigstens in normalen Verhältnissen Abhilfe schaffte, brachte wieder andere Liegenschaften in um so größere Gefahr, deren Besitzer sich sofort wieder um Abhilfe an die Behörden wandten, und wurde so jeder scheinbare Schritt zum Besseren die Ursache zu neuen Beschwerden.

Aus diesem Dilemma konnte man sich nur durch ein einheitliches Vorgehen sämtlicher Interessenten befreien, und wurde auf Anregung des fürstlich Lobkowitzschen Gutsverwalters, Leopold Burger in Bonitz, der erste Schritt hierzu im Laufe des Jahres 1887 damit eingeleitet, daß, begründet durch eine von demselben verfaßte geschichtliche Zusammenstellung und Darstellung der Wasserverhältnisse im Jaispitztale, sowie der bisherigen Regulierungsversuche seitens sämtlicher Interessenten, ein Ansuchen an den mährischen Landesausschuß gestellt wurde, die Verfassung eines Projektes zur Melioration des Jaispitztales zu veranlassen. Dieser Bitte wurde seitens

des Landesausschusses stattgegeben und der Verfasser dieses Handbuches als damaliger Vorstand des Landes-Meliorationsamtes mit der Projektsverfassung betraut. Das Projekt wurde dem mährischen Landtage vorgelegt, und erhielt der bezügliche Gesetzentwurf die allerhöchste Sanktion. Bevor mit der Erläuterung des Projektes begonnen wird, sei vorher des Grundes Erwähnung getan, warum aus einem einfachen Bachregulierungsprojekte, welches den früheren Intentionen der Grundbesitzer eigentlich entsprochen hätte, ein Bodenmeliorationsprojekt im engeren Sinne des Wortes wurde.

Wie in jedem ähnlichen, so auch im vorliegenden Falle muß bei gründlicher Lösung einer Wasserfrage danach getrachtet werden, den in früherer Zeit stets eingenommenen einseitig defensiven Standpunkt zu verlassen, von welchem aus betrachtet es sich also nur um die Verteidigung gegen verheerende Hochwassermengen handelt, und muß man bestrebt sein, bei der Entwicklung der Projektsidee offensiv vorzugehen. Es soll nicht bezweckt werden, den ankommenden Hochwasserfluten in ihrer unverkürzten Größe die Wege zu ebnen, damit sie, ohne zu schaden, nur so rasch als möglich aus dem Lande geschafft werden, wodurch auch die Nieder- und Mittelwässer, dem Beispiele ihrer mächtigeren Genossen folgend, sich bemühen, nach Kräften baldigst ihre heimatliche Stätte zu verlassen, soweit sie nicht durch das Veto der Mühlenbesitzer durch kurze Zeit zurückgehalten werden.

Die rationelle Lösung einer derartigen Frage besteht darin, nicht nur allein die schädlichen Wirkungen großer Wassermengen hintanzuhalten, sondern auch die nützlichen Seiten dieses Elementes auszunutzen, soweit dies durch die orographischen und hydrologischen Lokalverhältnisse möglich erscheint. Dies ist jedoch nur dann durchführbar, wenn ein Ausgleich zwischen den herabfallenden Meteorwässern und den hierdurch bewirkten Abflußmengen erzielt wird, so zwar, daß bei großen Hochwässern die maximale Flutwelle, auf eine längere Zeitperiode verteilt, in das Hauptwassergerinne gelangt, und daß das während des Überflusses vorhandene Wasser teilweise gesammelt wird, um es zur Zeit der Not, also mangelnder Niederschläge, nutzbringend zu verwenden für Bewässerungs- und industrielle Zwecke etc. Dieser Ausgleich ist jedoch wirksam nur erreichbar durch Erbauung von genügend großen Gebirgsreservoiren (Stauweiher), soweit die Terrainverhältnisse überhaupt die Anlage derartiger künstlicher Seen und Teiche gestatten. In dieser Weise durchgeführt ist ein solches Unternehmen auch finanziell leichter durchführbar, weil verzinslich und amortisierbar. Diese Art der Durchführung ist auch dem vorliegenden Projekte zugrunde gelegt.

Projekterläuterung.

Infolge des bedeutenden Niederschlagsgebietes des Jaispitzbaches pro 770 km² bei einer Länge des Hauptgerinnes von 75 km (10 Meilen), gelangen insbesondere bei anhaltenden Landregen in die untere, ca. 35 km lange Hauptbachstrecke (von Durchlaß bis zur Einmündung in die Thaya unterhalb von Fröllersdorf) bedeutende Wasserquantitäten, deren Abfluß im vorigen Jahrhundert durch 16 große Teiche geregelt wurde. (Aus einer sehr alten Karte konstatierte der Projektverfasser das Vorhandensein von ursprünglich

86 Teichen im Niederschlagsgebiet des Jaispitzbaches.) Diese als Retensionsreservoire funktionierenden Teiche wurden jedoch im Laufe der Jahre 1784 bis 1823 durch die betreffenden Patrimonialherrschaften allmählich trockengelegt. Das früher bloß als Abzugsgraben benutzte Bachbett genügte nach Auflassung der Teiche für die herabkommenden großen Wassermengen nun nicht mehr. Durch diesen Umstand wie durch fehlerhaft angelegte Wasserbauten (Stauanlagen und Brücken), durch auftretende Eisstauungen, geringes Sohlengefälle u. dergl. bedingt, exundierte einerseits das Hochwasser bereits im Mittellaufe, andererseits wird es infolge der gegen den Unterlauf zu noch ungünstiger werdenden Abflußverhältnisse rückgestaut, durch Anschwemmungen die Bachsohle erhöht, so daß jetzt ein Teil der Niederungsflächen zu feucht, ja häufig versumpft ist, welcher Grad der Versumpfung sich naturgemäß immer mehr und mehr steigert. (Während die Kapazität des derzeitigen Flußgerinnes im Mittellaufe bis 60,0 m^3 beträgt, verringert sich dieselbe in der untersten Strecke im Thayatale bis 2,0 m^3.) Gegen die häufig wiederkehrenden Überschwemmungen suchte man sich durch Errichtung von Schutzdämmen zu sichern, so wie man andererseits im Unterlaufe auch einige Strecken bereits insoweit regulierte, als dem Bache ein mehr gerader Lauf gegeben und ein größeres, regelmäßigeres Bett geschaffen wurde.

Doch auch diese Arbeiten erwiesen sich als unzureichend und sind zumeist alljährlich bei 5000 Joch (2800 ha) der besten Grundstücke den Überschwemmungen, oft die ganze Ernte der Vernichtung preisgegeben, was auch durch bedeutende Steuernachlässe (laut amtlichen Nachweisen seit 1873 mit zusammen 25 800 K) zum Teile dokumentiert wird. Es handelt sich im vorliegenden Falle nur durch eine rationelle Bachregulierung neben der Ermöglichung einer entsprechenden geregelten Abfuhr der Hoch- und Mittelwässer, auch die an manchen Stellen zu hoch gelegene Bachsohle zu vertiefen und dadurch die Möglichkeit einer natürlichen und künstlichen Ent- oder Bewässerung zu erzielen. Da jedoch sowohl der Jaispitzbach wie der Mühlgraben gerade während der Zeit der Sommer- bezw. auch der Herbstbewässerung oft ganz ausgetrocknet ist, so müßte für einen entsprechenden und genügenden Vorrat von Wasser zur Zeit des Überflusses durch Anlage von Gebirgsreservoiren Sorge getragen werden, wodurch gleichzeitig auch den unterhalb der Reservoire liegenden Mühlen das nötige Betriebswasser während 3 bis 4 Monate beschafft werden kann, in welcher Periode wegen Wassermangel der Betrieb derzeit vollständig eingestellt werden muß. Das gesamte, im Jahre 1887 vorgelegte Meliorationsprojekt zerfällt demnach in 3 Hauptgruppen:

1. der Bau der Gebirgsreservoire (Stauweiher);
2. die kurrente Bachregulierung auf ca. 35 km Länge;
3. die Anlagen zur künstlichen Bewässerung der Wiesen im Jaispitzbachtale unterhalb Durchlaß.

Die erstere Anlage befindet sich bereits im Baue und wird dieselbe auf Staats- und Landeskosten durchgeführt. Die Bachregulierung wird auf Basis eines sanktionierten Gesetzes später im Wege einer Wassergenossenschaft mit Staats- und Landessubvention zur Durchführung gelangen, während die

dritte Hauptgruppe der Meliorationsbauten, durch die betreffenden Grundbesitzer hergestellt, den Schluß dieses Meliorationsunternehmens bilden wird.

Der Bau der Gebirgsreservoire im Jaispitzbachtale.

Zur Aufstellung bezw. Berechnung des notwendigen Fassungsraumes der Reservoire war in Rücksicht auf die geplante Flußregulierung die Kenntnis der größten Hochwässer in erster Linie notwendig. Bei dem im Jahre 1887 aufgestellten Generalprojekte konnten die bezüglichen Berechnungen nur auf Basis der Aufzeichnungen der zahlreichen meteorologischen Stationen durchgeführt werden. Im März 1888 bot sich dem Projektverfasser jedoch die in hydrotechnischer Richtung willkommene Gelegenheit, den Verlauf eines Hochwassers an Ort und Stelle zu beobachten, welches, in puncto Intensität nach alten Wasserstandsmarken zu urteilen, zur Zeit der Projektverfassung als das größte Hochwasser dieses Jahrhunderts angesehen werden mußte.[1]) Ähnliche, jedoch etwas kleinere Hochwässer wurden auch später durch sehr bedeutende, über ganz Mähren ausgedehnte Landregen hervorgerufen, beobachtet und bei diesen Gelegenheiten auch direkte Geschwindigkeitsmessungen mittelst hydrometrischer Flügel durchgeführt. Als Hauptpegelstation wurde das Dorf Durchlaß gewählt, jener Punkt, von wo an abwärts das Jaispitzbachtal sich zu verbreitern beginnt, knapp unterhalb dem größten projektierten Reservoir gelegen, zugleich den Anfang der kurrenten Bachregulierungsstrecke bildend. Die Messungen und Berechnungen ergaben nun für Durchlaß eine Wassermenge $Q_{max.} = 80$ m³ pro Sekunde, welche allmählich sich steigernd im untersten Laufe bis $Q = 120$ m³ pro Sekunde anwächst. Nach eigener Beobachtung wurde die Dauer dieser Abfluß-Kulminationsperiode für die einzelnen Strecken zwischen 1 und 3 Stunden gefunden; in Durchlaß speziell betrug dieselbe 2 Stunden. Der Verlauf dieses Hochwassers ist aus dem Graphikon (Fig. 165) zu ersehen, in welchem neben der Pegelkurve auch die zugehörige sekundliche Abflußmengenkurve dargestellt erscheint.

Da das Einzugsgebiet des größten Reservoirs bei Weirowitz oberhalb Durchlaß ca. 380 km² beträgt, so entfällt pro km² Niederschlagsgebiet eine maximale Abflußmenge von $Q = 0{,}21$ m³ pro Sekunde, wobei von obigen 380 km² auf Waldbestand 110 km² und auf Freiland 270 km² entfallen. Auf Grund der lokalen Erhebungen wurden im ganzen Jaispitzgebiete 8 Stellen gefunden, an welchen Stauweiherabschlußwerke rationell errichtet werden könnten.

Nach Maßgabe der Bauökonomie des Objektes selbst, der Rentabilität des Gesamtunternehmens und des notwendigen Fassungsraumes andererseits wurden endgültig 3 Reservoir-Abschlußstellen projektiert und genehmigt.

Es sind dies:

1. das Reservoir oberhalb der Stadt Jaispitz mit einem maximalen Fassungsraum von ca. 360000 m³;
2. das Reservoir oberhalb des Dorfes Weirowitz mit 1500000 m³ maximalem Fassungsraum, beide am Jaispitzhauptbache gelegen, und

[1]) Nach den Mitteilungen des Landesmeliorationsamtes soll das im Jahre 1902 (Pfingsten) eingetretene Hochwasser in der Kulmination jenes vom Jahre 1888 wesentlich überschritten haben.

3. das Reservoir oberhalb Groß-Olkowitz mit ca. 400000 m³ Inhalt, am Hosterlitzer Bache, einem bedeutenden Nebenzufluß des Jaispitzbaches im Mittellaufe.

Das Einzugsgebiet dieser 3 Reservoire beträgt beiläufig $^3/_4$ des gesamten Niederschlagsgebietes des Jaispitzbaches. Die Wirkungsweise der Reservoire war nun so geplant, daß in der Kulmination die Hochflutwelle beim Reservoir in Jaispitz von 30 m³ auf 19 m³ pro Sekunde, bei Weirowitz und Jaispitz zusammen von 80 m³ auf 30 m³, in Olkowitz von 26 m³ auf 16 m³ reduziert werden soll.

Aus dem Graphikon (Fig. 165) ist zu ersehen, daß aus dem Weirowitzer Reservoir durch 19 Stunden $Q = 30$ m³ pro Sekunde im Maximum abgelassen

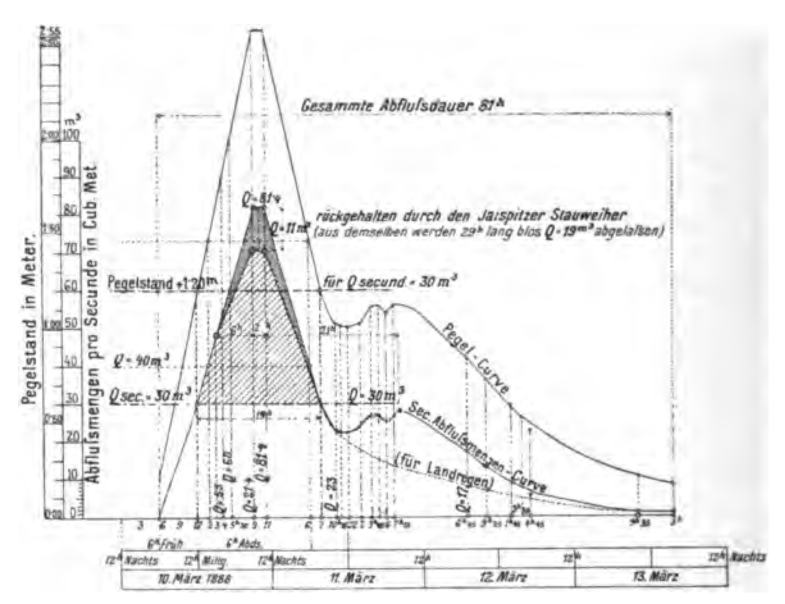


Fig. 165. Graphikon des Verlaufes des Hochwassers vom 10.—13. März 1888 in der Pegelstation Durchlaß (Mähren).

werden sollen, während das andere dieses Quantum übersteigende Hochwasser, dessen Quantität der schraffierten Fläche des Graphikons entspricht und nach welcher die Fassungsräume der zwei Reservoire allgemein berechnet sind, durch einige Zeit in den Reservoirs zurückgehalten und, soweit das aufgespeicherte Wasser nicht für andere Zwecke zur Verwendung gelangt, später nach und nach zum Ablaufe gebracht wird.

Der Stauweiher in Jaispitz ist nur als Retensionsreservoir gedacht desgleichen jener in Groß-Olkowitz, während das Weirowitzer Reservoir gleichzeitig als Sammelweiher zu dienen hat, aus welchem das nötige Wasser zur Bewässerung von ca. 450 ha Wiesen und als Betriebskraft für die Mühlen bezogen werden soll.

Zur konstruktiven Durchführung der einzelnen Stauweiher übergehend, sei in erster Linie das oberste derselben erwähnt.

1. Stauweiher bei Jaispitz (Taf. XVII).

Außer den Vorerhebungen, welche man vor Aufstellung des generellen Projektes durchführte, wurde im Winter 1893 durch Abteufung einer Anzahl von Probeschächten die geognostische Beschaffenheit des Untergrundes für das Reservoirabschlußwerk — die Talsperre — genauer konstatiert und auf Grund dieser Resultate die Fundamenttiefe mit 7,5 m angenommen, in welcher Tiefe auf fundierungsfähigen Gneisfels gestoßen wurde.

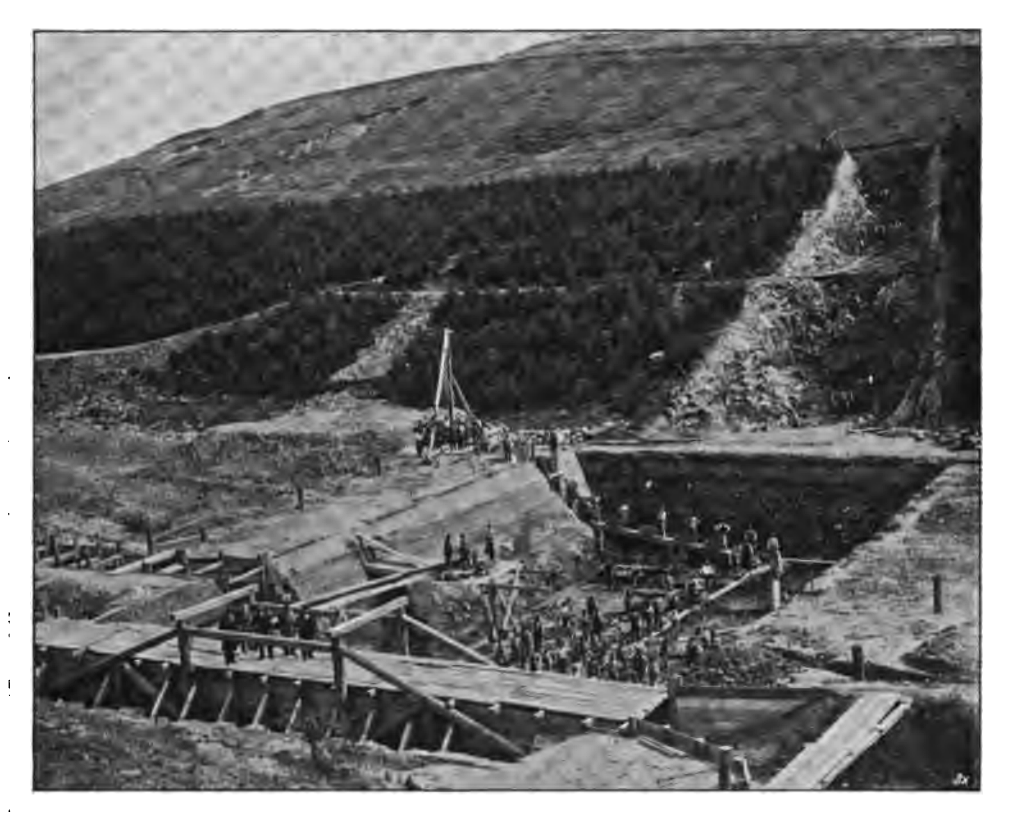


Fig. 166. Fundamentaushub und rechte Tallehneneinbindung.

Im März 1894 wurde mit dem Fundamentaushube für die Talsperrenmauer begonnen.

Nachdem man in der Talsohle die 6—7 m mächtige Schichte der Alluvionen des ehemaligen Teichgrundes, bestehend aus komprimiertem Teichschlammletten, Schotter und Geschiebeschichten, durchteuft hatte, wurde bei 6—7 m auf den Gneisfels gestoßen.

Bei dem Aushube auf die ganze projektierte Breite von 16,5 m zeigte es sich jedoch, daß genau an der Stelle, wo seinerzeit der Probeschacht abgeteuft wurde, in der projektierten Tiefe von 7,5 m wohl Gneisfels ansteht, derselbe jedoch ganz zufällig nur an dieser Stelle unverwittert, also fundierungsfähig ist, während ringsum nur verwitterter Fels anzutreffen war.

Während in den Tallehnen in 1—4 m Tiefe gesunder Gneis erschlossen wurde, mußte in der Talsohle in einer größeren Ausdehnung bis auf 11,5 m unter Terrain gegangen werden und verzögerte sich infolgedessen die Vollendung dieses gegen 10000 m^3 betragenden Fundamentaushubes bis August 1894. Fig. 166 veranschaulicht den vorgeschrittenen Fundamentaushub in der Talsohle, sowie den Aushub für die Einbindung in der rechten Tallehne, woselbst erst in 4 m senkrechter Tiefe gesunder Fels angetroffen wurde, während die linke Tallehne eine geringere Einbindungstiefe aufweist.

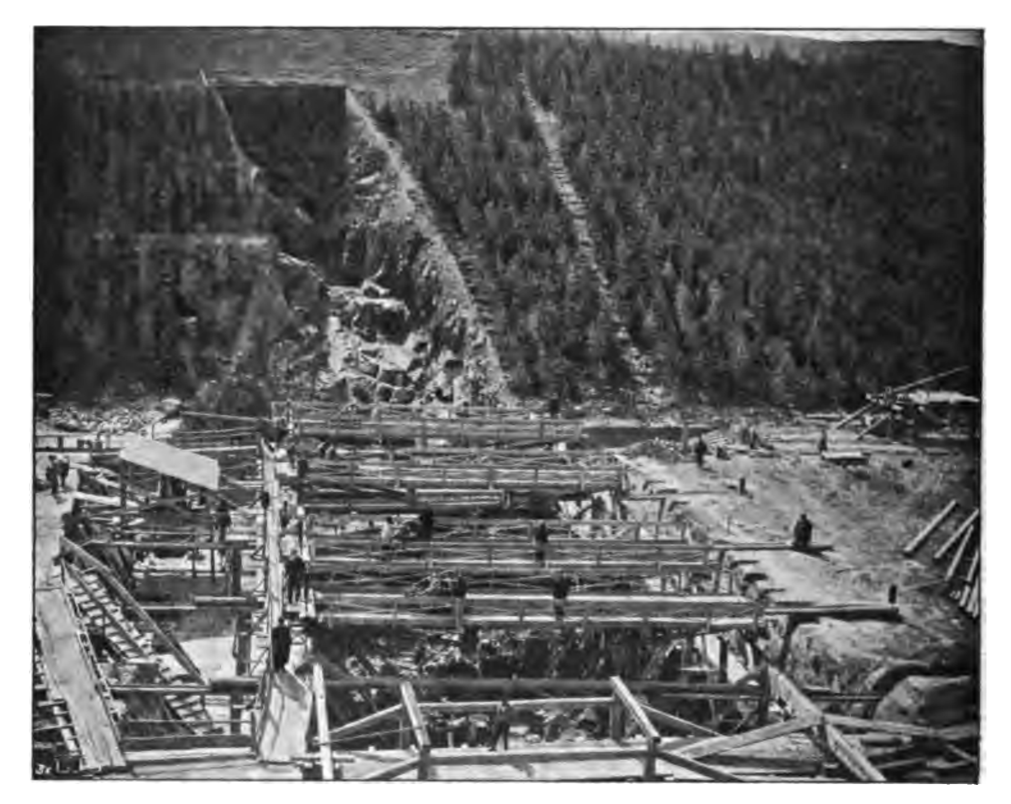


Fig. 167. Beginn der Mauerung (Ansicht von oben, rechte Tallehne).

Die Verführung des Aushubmateriales geschah je nach Entfernung der Depotplätze von der Fundamentgrube mittelst Schubkarren, Hand- und Pferdekippkarren. Behufs Überleitung des Jaispitzbaches über die Baugrube wurde am Fuße der linken Tallehne ein Aquädukt, bestehend aus einem Holzgerinne für ca. 20 m^3 Wasserabfuhr pro Sekunde, und einer kombinierten Häng- und Sprengwerkkonstruktion von 16 m Spannweite angelegt. (Siehe Fig. 166 und 167.

Das während der Zeit des Fundamentaushubes sich ansammelnde Grundwasser, sowie das aus den Felsspalten hervortretende geringe Quellwasser wurde aus der Baugrube mittelst gewöhnlicher Baupumpen gehoben und in den Bach geleitet.

Mit zunehmender Aushubtiefe mußte eine Zwischenpumpstation eingeschaltet werden. Die Kosten pro Kubikmeter Aushub beliefen sich exkl. der Verführung auf 1,20—4,40 K. Im Durchschnitt der Bodenkategorien stellte sich der Kubikmeter Aushub alles in allem samt Verführung auf ca. 2,40 K. Als Abschlußwerk wurde eine aus Zyklopenmauerwerk hergestellte Talsperre projektiert, welche eine Kronenbreite von 3 m und bei 23 m Höhe eine Basisbreite von 16,5 m besitzt. Die Profilgrundform bildet ein Dreieck, die maximale Kantenpressung beträgt 5 kg pro cm^2, die Mauer selbst genügt allen Be-

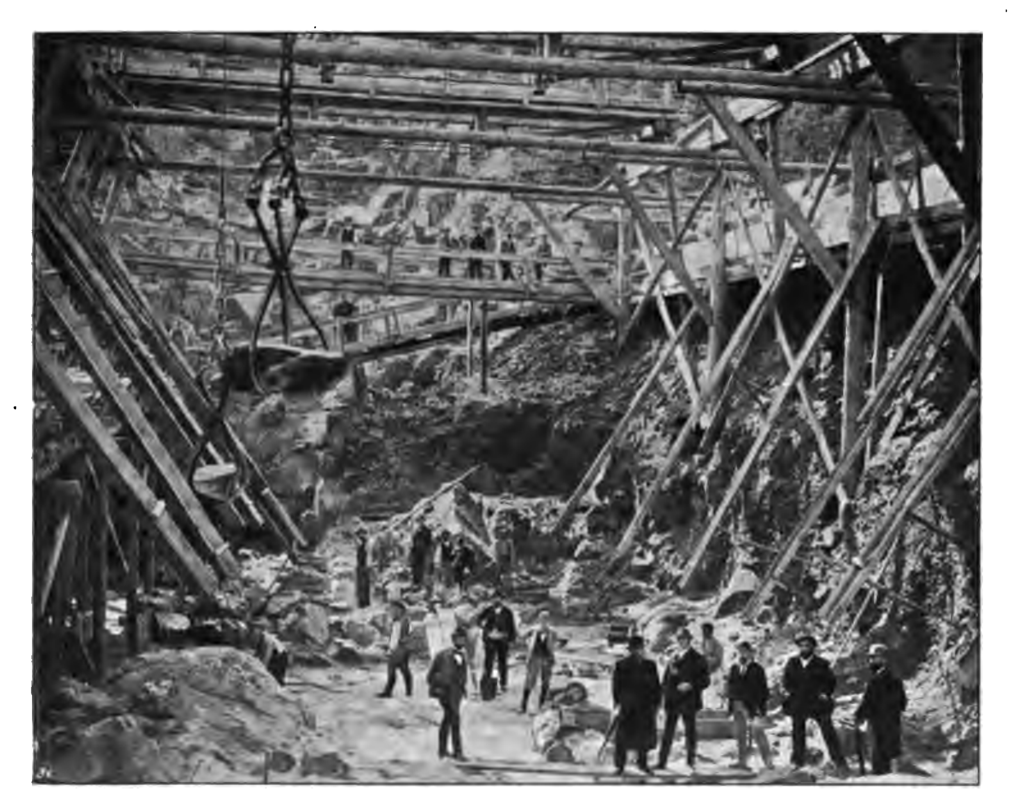


Fig. 168. Beginn der Talsperrenmauerung (Ansicht von unten).

dingungen der Stabilität in hohem Maße. Die graphostatische Untersuchung des Mauerprofiles ist aus Taf. XVII, Fig. 6, zu ersehen, wobei bemerkt wird, daß die Mauerkrone jedoch auf behördlichen Auftrag nur mit 3 m Breite ausgeführt wurde. Der zur Herstellung des Zyklopenmauerwerkes verwendete Stein ist reiner Gneis oder Gneisgranit, im Steinbruche (ca. 0,6 km oberhalb gelegen) sehr unregelmäßig gelagert (verworfen), und gestaltete sich dessen Gewinnung infolge des vielen Abraumes kostspielig.

Bevor mit den Maurerarbeiten begonnen wurde, war es notwendig, die hierzu erforderlichen Hilfsmittel, als: Herstellung des großen Versetzgerüstes, Montierung der Hebemaschine (Kräne und Winden), Herstellung der Zufahrts-

straße zum Bauplatze, der Mörtelbereitungsstation, der Sandwäschereistation, der Rollbahnen, des Bremsberges etc. zu vollenden. Die Fig. 167 und 168 veranschaulichen die vollendete 11 m tiefe Fundamentgrube und gleichzeitig die Disposition der Laufkräne mit den Steinzangen beim Beginn der Mauerung im September 1894. Der als Grubensand gewonnene Bausand mußte, da mit ca. 33 % erdigen und lehmigen Beimengungen versehen, zuerst einer gründlichen Reinigung unterzogen werden, um zur Herstellung eines geeigneten hydraulischen Mörtels verwendet werden zu können.

Zu diesem Behufe wurde auf dem Bauplatze eine mittels Dampfkraft betriebene Sandwaschmaschine aufgestellt, welche pro Tag ca. 30 m^3 Sand rein zu waschen im stande war. Der so gewaschene Sand war frei von allen erdigen und lehmigen Bestandteilen und bestand beinahe ausschließlich aus reinen Quarzkörnern mit sehr wenig Feldspat gemengt, besaß ein mehr kleineres Korn und war zur Bereitung eines wasserdichten Mörtels vorzüglich geeignet. Im Winter 1893/94 wurde eine eigene Zementprüfungsstation errichtet und alle in bezug auf die Entfernung des Gewinnungsortes überhaupt in Betracht kommenden Zementmarken untersucht. Unter anderen wurden die Zemente auch der Darrprobe und die in verschiedenen Mischungen hergestellten Mörtel der Wasserdichtigkeitsprobe auf $1^1/_2$ und 3 Atmosphären Druck unterzogen.

Zur Mauerung wurde bis Ende 1894 ein Mörtel, bestehend aus 1 Raumteile Portlandzement, aus 2 Raumteilen Romanzement und aus 6 Raumteilen reingewaschenem Sand, verwendet und der Mörtel selbst ziemlich steif eingebracht.

Der Mörtelverbrauch betrug 30—40 %; bei den ausländischen Sperren wurden ebenfalls pro Kubikmeter Mauerwerk 28—42 % Mörtel benötigt. Die Kosten eines Kubikmeters Zyklopenmauerwerk stellten sich bei der Jaispitztalsperre auf rund 15,0 K, während dieselben betrugen:

in Alfeld . . . . 13,— K,
„ Remscheid . . . . 13,50 „
„ Gouffre d'enfers . . . . . 20,— „.

Bei dem in eigener Regie durchgeführten Bau des Lauchenweihers, bei welchem die Kosten infolge der großen Seehöhe des Bauplatzes, der künstlichen Sanderzeugung und der sehr teuren Zufuhr abnorme waren, kam ohne Nebenkosten 1 m^3 Mauerwerk auf 13 K; samt den Nebenkosten, bestehend in der bedeutenden Investition an Maschinen, Wohn- und Arbeiterhäusern, Turbinenanlage, Aufsichtspersonal etc., jedoch auf 21 K. Mit der Mauerung der Jaispitzer Talsperre selbst wurde Anfang September 1894 begonnen, und wurden bis Ende November (Eintritt strengen Frostwetters) gegen 3000 m^3 Zyklopenmauerwerk hergestellt. Da der Quellenzufluß in dem an der Wasserseite angelegten Fundamentquerschlitz ein größerer war, wurden diese Quellen durch Ausbetonierung dieses Schlitzes abgedichtet.

Das Sperrenmauerwerk wurde im Zyklopenverbande durchgeführt, hierbei zumeist Steinblöcke von 0,5 m^3 und darüber in der Weise versetzt, daß bei dem Mauerwerk keine durchgehenden Lagerfugen entstehen und jeder Stein für sich derartig gelagert ist, daß er sich im stabilen Gleichgewicht befindet.

Für jeden Steinblock mußte vor seinem Versetzen ein entsprechendes Lager (ausreichend starkes Mörtelbett) vorbereitet werden. Weiter wurde nie horizontal abgeglichen, sondern es wurden immer größere Blöcke als Binder für die nächste Mauerwerkspartie durchgreifend versetzt. Die Steine selbst wurden sowohl im Steinbruche mittels kräftigen Wasserstrahles und Stahldrahtbürsten von allem erdigen Überzug etc. befreit, als auch in der Baugrube nochmals mit Wasser begossen und nötigenfalls gereinigt.

Um in dem Falle, als der Grundablaß nicht funktionieren sollte, ein Überfluten der Reservoirmauer zu verhüten, wurde in der linken Tallehne ein Überfallwehr projektiert (Taf. XVII, Fig. 1). Dasselbe besteht aus 2 Überfallöffnungen à 6 m lichter Weite, welche nach Umklappen der Wehraufsätze bei 1,5 m Wehrüberfallhöhe rund $Q = 30$ m³ pro Sekunde, d. i. das größte beobachtete Hochwasserquantum, abzuführen imstande sind.

Die Höhe des maximalen Wasserspiegels, bei welchem das Reservoir ca. 360000 m³ faßt, ist durch die Oberkante der beweglichen Wehraufsätze fixiert, welche 1,5 m unter der Mauerkrone liegt. Aus Taf. XVII, Fig. 2 ist die Konstruktion dieser Klappenaufsätze zu ersehen, nach welcher durch Aufziehen der eisernen Traverse, an welche sich die 4 um Scharniere drehbaren Klappen von 1,5 m Höhe lehnen, diese letzteren niederfallen und dadurch im Gefahrfalle ein möglichst rasches Entleeren des bei Herannahen eines Hochwassers vielleicht gefüllten Reservoirs bis zur Wehrüberfallkrone ermöglicht wird. Das über das Wehr fließende Wasser stürzt in ein in Felsen ausgesprengtes, stark geneigtes Gerinne, fließt durch ein Objekt durch die Reservoirmauer und gelangt in das ebenfalls in Felsen ausgesprengte Abflußgerinne, aus welchem das Wasser sodann, über die die linke Tallehne bildenden Felsen herabstürzend, in den unterhalb liegenden Bach sich ergießt. Entgegen diesen projektierten Klappschützen wurde im Interesse der Kostenersparung behördlicherseits von dieser möglichst raschen Entlastung des Staubeckens auf 1,5 m Tiefe Abstand genommen, und eine einzige ganz freie Überfallsöffnung ohne Schützen angeordnet und auch ausgeführt.

Zur Regelung der in das Reservoir zu- und abfließenden Hochwassermenge resp. zur Restringierung der Hochflutwelle von $Q_{max.} = 30$ m³ auf 19 m³ pro Sekunde dient ein Grundablaß (Taf. XVII, Fig. 4). Ursprünglich war ein Stollen in der linken felsigen Tallehne projektiert, doch mußte der größeren Kosten wegen auf behördlichen Auftrag derselbe durch einen durch die Mauer gehenden Grundablaß ersetzt werden.

Dieser Grundablaß besteht aus 3 gewölbten Durchlässen, welche durch eiserne Schützen absperrbar sind. Bei voller Öffnung und Annahme eines kleinen entsprechenden Wasserspiegelüberdruckes führen alle 3 Durchlässe $Q = 19$ m³ pro Sekunde ab. In dem Maße, als der Wasserspiegel im Reservoir steigt, also die Druckhöhe zunimmt, müssen die Schützen sukzessive herabgelassen werden, so zwar, daß durch den Grundablaß immer nur eine maximale Wassermenge $Q = 19$ m³ pro Sekunde in den unterhalb gelegenen Bach in normalen Fällen gelangen kann.

Das Reservoir ist sonach als Retensionsreservoir immer leer oder nahezu leer zu halten, damit es bei herankommendem Hochwasser mit seinem ganzen Inhalte rückhaltend (retensiv) zu wirken in der Lage sei.

Die Wirkung dieses Reservoirs wird also kurz skizziert nachstehende sein.

Das Reservoir ist leer, die Schützen des Grundablasses sind geöffnet. Das Nieder- und kleinere Mittelwasser fließt durch den Grundablaß ungehindert durch.

In dem Falle nun, daß die in das Reservoir durch den Jaispitzbach einfließende Wassermenge wächst, wird bei dem Grundablaß sich ein Rückstauen des Wasserspiegels im Reservoir bemerkbar machen.

Sobald der Wasserspiegel eine gewisse Marke übersteigt, welche der Druckhöhe entspricht, bei welcher die vollkommen geöffneten Durchlässe die Wassermenge $Q = 19$ m³ pro Sekunde abführen, wird der Reservoirwächter nach Maßgabe einer Tabelle oder eines Pegels die allmähliche Schließung eines der Durchlässe vorzunehmen haben, derart, daß durch den Grundablaß immer nur eine Wassermenge $Q \overline{\overline{<}} 19$ m³ pro Sekunde abgelassen wird. In dem Falle nun, als ein Hochwasser von der Höhe und Dauer des im Jahre 1888 beobachteten eintritt, wird der Wasserspiegel im Stauweiher höchstens die Höhe der Wehraufsätze erreichen und dann allmählich wieder zu sinken beginnen. Das Reservoir wird sich endlich nach und nach ohne Zutun des Wärters selbsttätig wieder entleeren. Die gesamten Baukosten dieses Reservoirs inkl. der Grundeinlösung, welch letztere ca. 12000 K beanspruchte (zumeist sterile Felsabhänge, Hutweiden und aufgeforstete Lehnen), waren nach dem Projekt auf 243200 K veranschlagt, so daß 1 m³ aufgespeicherten Wassers auf $\frac{243200}{360000} = 68$ h zu stehen kommen würde; infolge der bedeutend größeren Fundierungstiefe stellten sich diese Kosten jedoch auf 80 h. Das zur Mauerung der Talsperre notwendige Gerüste für zwei verschiedene Baustadien ist auf Tafel XVIII und XIX abgebildet. Der Bau dieses Stauweihers wurde 1898 vollendet.

2. Der Stauweiher bei Weirowitz (Taf. XX).

Ca. 800 m oberhalb des Dorfes Weirowitz (3 km oberhalb Durchlaß) erweitert sich die Talbreite an der zum Abschluß bestimmten Stelle von 90 m in kurzer Distanz talaufwärts auf 390 m. Dieser Umstand sowohl, als das geringe Talsohlengefälle, endlich eine zweite, nochmalige bedeutende Talverbreiterung weiter oberhalb war für den Projektverfasser bestimmend, diese Stelle für das Reservoirabschlußwerk zu beantragen. Dieser Abschluß soll durch eine im Grundriß bogenförmige, in der Krone 110 m lange, 9,5 m über der mittleren Talsohle hohe Mauer hergestellt werden. Die gesamte Höhe der Mauer inkl. der Fundierung beträgt 16,5 m, bei welcher Höhe dieselbe eine Basisbreite von 11 m und eine Kronenbreite von 3 m erhalten soll (siehe Taf. XX, Fig. 1 und 2). Die Situation dieses Reservoirs (siehe Fig. 169) ist eine so günstige und bauökonomische, daß in Mähren, welches der Projektverfasser zum Zwecke der Errichtung ähnlicher Reservoire für die Marchregulierung etc. im Laufe der Jahre 1881—1886 vom Ursprunge der March bis nach Göding durchforscht hatte, bei Berücksichtigung des großen Einzugsgebietes von 380 km² und der minimalen Baukosten keine zweite derartig günstige Stelle mehr aufgefunden wurde.

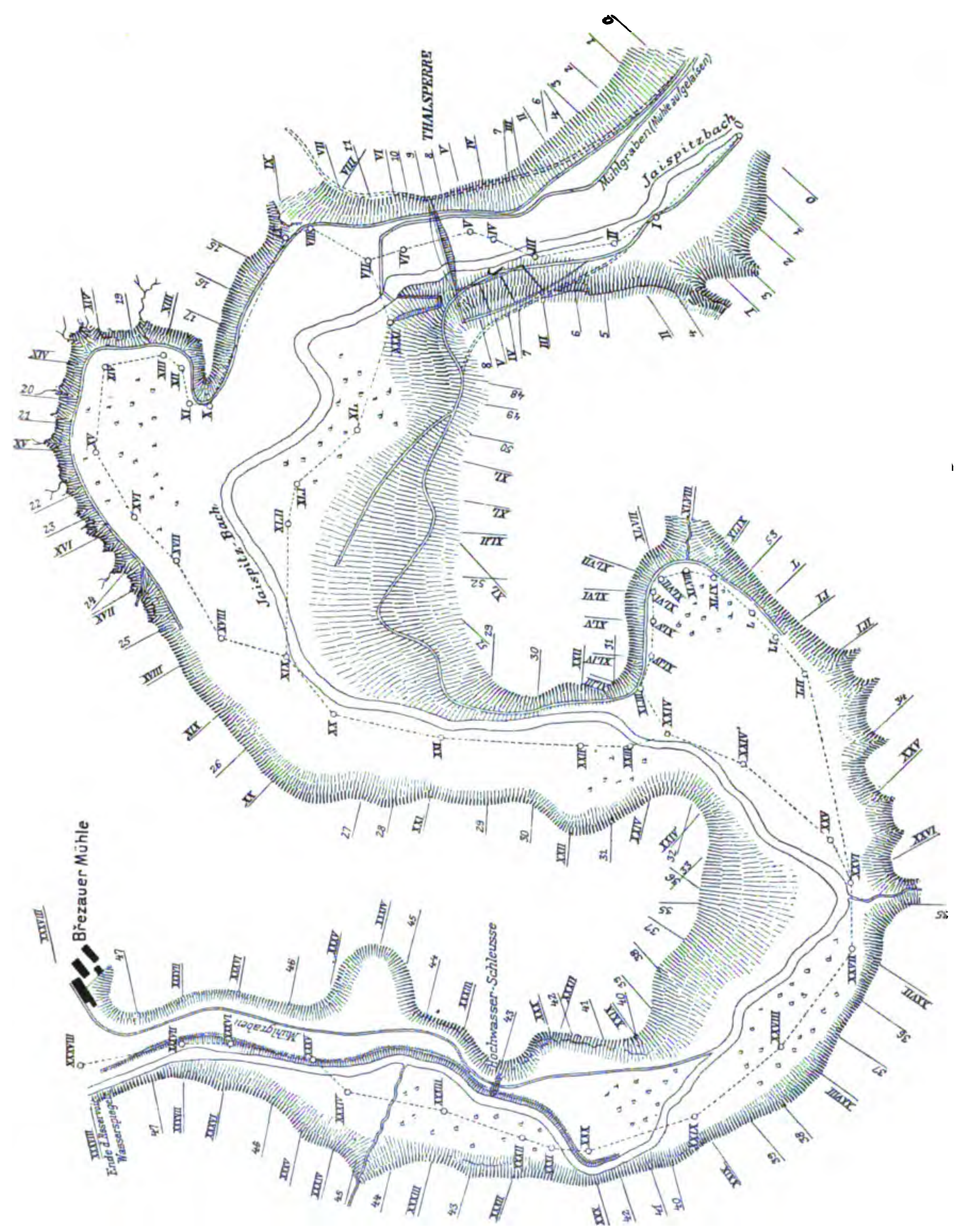


Fig. 169. Situation des Stauweihers bei Weirowitz. Maximaler Fassungsraum = 1,5 Mill. m³, normaler Fassungsraum = 0,8 Mill. m³, Wasserspiegelfläche 36 ha, Mauerhöhe (max.) = 16,5 m, größte nutzbare Wassertiefe = 8,0 m, gesamte Baukosten = 268 000 K, Kosten pro m³ aufgespeicherten Wassers (für max. Spannung) = 16 Heller (nach Projekt).

Auch in Frankreich, Deutschland, Belgien etc., in welchen Ländern viel größere Reservoire zur Durchführung gelangten, fand ich nicht eine so günstige Abschlußstelle, wie die vorliegende. Das Weirowitzer Reservoir ist bei $1^1/_2$ Mill. m^3 maximalen Fassungsraums auf 268000 K veranschlagt; es kostet somit 1 m^3 aufgespeicherten Wassers ca. **16 h.**

Ein Überfallwehr (Taf. XX, Fig. 1) ermöglicht dem ankommenden Wasser, bei event. gefülltem Reservoir dasselbe zu passieren, ohne die Mauer selbst zu überfluten, wodurch die Sicherheit des Bauwerkes arg gefährdet würde. Es besteht aus 4 Überfallöffnungen von je 6 m Weite, deren jede mit 2 m hohen Dammbalkenaufsätzen versehen ist, die notwendigen Falles rasch entfernt werden können. Die Fig. 3, 4 und 5 auf der Taf. XX veranschaulichen die Konstruktion der projektierten beweglichen Wehraufsätze. Die 6 m langen Dammbalken, welche je nach der variablen Größe des Wasserdruckes verschieden dimensioniert sind, lehnen sich an der linken Seite an einen Vorsprung (*a*) des Pfeilers bezw. Landpfeilers, während sie an der

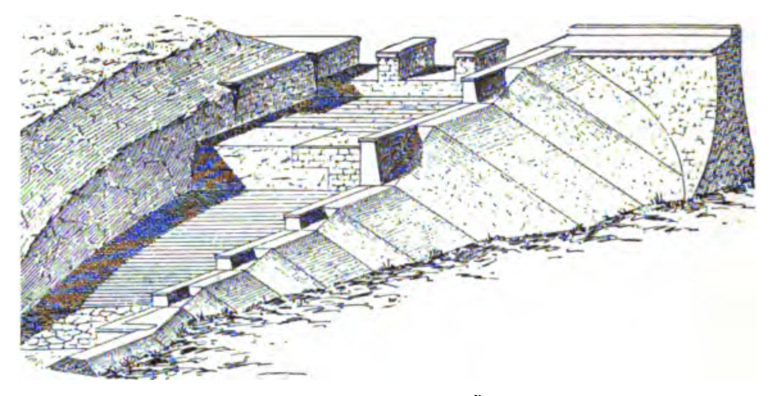


Fig. 170. Ansicht des Hochwasser-Überfallgerinnes.

rechten Seite durch einen eisernen T-Träger (*b*), der, vertikal stehend, sich um eine Achse umlegen kann, gestützt werden.

Wenn durch Aufheben des Hebels *cd* der durch den Wasserdruck angepreßte eiserne Ständer *b* umfällt, so wird durch eine am unteren Ende desselben angebrachte Knacke (Winkeleisen) der unterste Dammbalken und damit auch die anderen gehoben und schwimmen letztere ab bezw. legen sich, an Ketten hängend, an das linke Widerlager an. Infolge der bedeutenden Stauhöhe (2 m) wurden in neuester Zeit statt der ursprünglich projektierten Klappen, wie in Jaispitz, vom Projektverfasser die Dammbalkenaufsätze vorgeschlagen. Die Überfallöffnungen sind infolge der örtlichen Terrainsituation nicht senkrecht auf die Talsperre wie in Jaispitz, sondern in der Längenachse derselben projektiert (Fig. 169). Hierdurch bedingt, wird das Überfallabflußgerinne (Fig. 170) breiter und teurer. Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß bei dieser Lage der Überfallwehröffnungen lange, durch das Hochwasser mitgebrachte Gegenstände (Bäume, große Eisschollen etc.) leichter das Wehr passieren können, was im Interesse der Verhütung einer Verstopfung der Öffnungen dieses großen Reservoirs wohl die größeren Baukosten rechtfertigt.

Die Kapazität dieses Überfallwehres übersteigt der Sicherheit wegen selbst das Maß des projektierten Hochwasserquantums von 80 m^3 pro Sekunde bedeutend.

Da die knapp unterhalb des Stauweihers liegende alte Mühle vom Lande Mähren angekauft und der Betrieb derselben aufgelassen wurde, so entfällt die entsprechende Vorrichtung zur Speisung des höher gelegenen Mühlgrabens. Ein durch den Felsen zu treibender Stollen (Taf. XX, Fig. 6—15) reguliert den Abfluß bei großen Hochwässern derart, daß von der im Maximum ankommenden Wassermenge von 80 m^3 pro Sekunde bloß eine solche von $Q = 30$ m^3 pro Sekunde in den Jaispitzbach abgelassen wird. Zu diesem Behufe ist der Einfluß in den Stollen, welcher gegen die Wasserseite zu in drei Durchlässe übergeht, durch eiserne Schützen ähnlich regulierbar wie beim Jaispitzer Stauweiher.

Die günstige Konfiguration des Terrains bei der Resevoirabschlußstelle einerseits, wie der Umstand, daß bei größeren Reservoiren die Talsperre als ein Monolith zu betrachten und jede Durchbrechung desselben, wenn überhaupt tunlich, zu vermeiden ist, eine Ansicht, welche die meisten Spezialfachleute in Reservoirbauten vertreten und welche auch beim internationalen Binnenschiffahrtskongreß in Paris im Jahre 1892 in den bezüglichen Fachreferaten etc. zum Ausdrucke gelangte, haben den Projektverfasser veranlaßt, insbesondere bei Weirowitz einen Stollen zu beantragen. Die Detailkonstruktion der eisernen Schützen ist aus den Fig. 13, 14 und 15 auf Taf. XX zu ersehen. Hierbei ist speziell zu bemerken, daß bei der Konstruktion der Aufzugsspindel dem Umstande Rechnung getragen wurde, daß in Berücksichtigung der großen Länge und der eventuell möglichen Durchbiegung der Spindel für das Niederdrücken mit einem röhrenförmigen, für das Aufziehen mit einem vollen Querschnitt vorgesorgt wurde. Der Betrieb dieses Stauweihers, welcher nicht nur als Retensions-, sondern auch als Sammelreservoir funktionieren soll, wird derartig einzurichten sein, daß in demselben je nach der Jahreszeit, bezw. dem jeweiligen Erfordernisquantum für Industrie und Wiesenbewässerung, welches erst nach durchgeführten Verhandlungen mit den Interessenten genauer fixiert werden wird, ein gewisser Wasservorrat stets aufzuspeichern und dessen sukzessive Abgabe durch entsprechende Öffnung einer der Schützen zu regeln sein wird. Was die Krone der Talsperre selbst betrifft, so ist in architektonischer Richtung auf der Talseite ein einfaches bekrönendes Hauptgesims und darauf auf einem niedrigen Steinsockel ein einfaches eisernes Geländer aus Sicherheitsrücksichten projektiert, während auf der Wasserseite nicht nur zur Sicherheit für die Menschen, sondern insbesondere zur Verhinderung einer Überspülung der Krone durch einen höheren, 1,5 m übersteigenden Wellenschlag eine 80 cm hohe Parapuetmauer beantragt ist. Hierdurch ist auch die Möglichkeit geboten, im Falle einer außerordentlichen Hochwasser-Katastrophe den Fassungsraum des Stauweihers bis auf 2 Mill. m^3 auszunützen, wenn der Wasserspiegel bis zur Mauerkrone steigen sollte. (Die in letzterer Zeit vorgenommenen größeren Fundamentaufschlüsse waren, trotzdem das Gestein nahezu im ganzen Sperrenprofil zu Tage tritt, ähnlich ungünstige wie in Jaispitz, so daß 1 m^3 aufgespeicherten Wassers sich auf **20—25 h** stellen dürfte.)

3. Der Stauweiher bei Grofs-Olkowitz.

Einer der größten Nebenzuflüsse des Jaispitzbaches, der Hosterlitzerbach, welcher bei Hochwasser derzeit bis 26 m^3 abführt und ca. 13 km unterhalb des Weirowitzer Reservoirs bei Lechwitz in den Hauptbach einmündet, konnte durch Wiederanspannung eines großen, im untersten Laufe gelegenen herrschaftlichen Teiches beinahe mit seinem ganzen großen Einzugsgebiete beherrscht werden. Der bestehende, bis auf die ehemalige Durchbruch- bezw. Öffnungsstelle in gutem Zustande befindliche, ca. 5—6 m hohe Teichdamm wurde derart rekonstruiert, daß an der tiefsten Stelle eine dreiteilige hölzerne Regulierschleuse, auf Pilotenrost fundiert, eingebaut wurde, durch welche der Abfluß so geregelt werden kann, daß statt der bisherigen maximalen 26 m^3 pro Sekunde nur noch 16 m^3 dem Jaispitzbache zugeführt werden. Der Groß-Olkowitzer Bach wurde zu diesem Behufe vorläufig innerhalb des Reservoirs und ca. 1 km unterhalb desselben auf eine Kapazität von 16 m^3 reguliert, welche Wassermenge den Teich somit, ohne zu exundieren, durch die offene Schleuse passieren kann. Die Durchführung der Regulierung dieses Baches in seinem weiteren Verlaufe ist im Wege einer Wassergenossenschaft in Vorbereitung. In dem Momente, als die Wassermenge $Q > 16$ m^3 wird, werden die Schleusen in einem der Zunahme der Druckhöhe entsprechenden Maße herabgelassen, so daß auch bei ganz gespanntem Stauweiher nur 16 m^3 zum Abflusse gelangen. Sobald die zufließende Hochwassermenge abnimmt, entleert sich der Teich selbsttätig. Da die Teichgründe aus sehr fruchtbarem Wiesen- und Ackerland bestehen, mußte von einer faktischen Grundeinlösung der großen Kosten wegen umsomehr Abstand genommen werden, als größere Hochwässer wie 16 m^3 sehr selten eintreten.

Der normale Fassungsraum dieses Stauweihers beträgt ca. 400000 m^3, wobei der höchste Wasserspiegel 1 m unter der Dammkrone angenommen wurde.

Obwohl ein Überfluten dieses sehr flach (ca. 1:4) geböschten, berasten Dammes, in welchem Falle der Fassungsraum 600000 m^3 betragen würde, mit keinen Gefahren für dessen Bestand verbunden ist, wurde trotzdem für einen Überfall in Form einer sehr flachen Terrainmulde Sorge getragen. Die Überschwemmung der Teichgründe dürfte den Erfahrungen entsprechend bloß 1—2 Tage dauern, daher auch die Wartungs- und Erhaltungskosten minimale werden.

Weiter wurde auch eine teilweise Erhöhung des Dammes, sowie die Neuherstellung von Fahrwegen zu beiden Seiten dieses Teiches notwendig. Die Gesamtkosten dieses Stauweihers inkl. der Regulierung des Baches auf 2200 m Länge und des Grund- resp. Fruchtschadenersatzes etc. für 28000 K. betrugen zusammen ca. 64000 K, so daß bei 400000 m^3 Inhalt der Kubikmeter aufgespeicherten Wassers dieses offenen, im November 1894 vollendeten Retensionsreservoirs nur **16 h** kostet.

Da die bautechnischen Durchführungsdetails des Olkowitzer Reservoirs sich auf die einfache, auf Pilotenrost fundierte Regulierschleuse beschränkten, wurde wegen Raummangel von der Beigabe des Planes abgesehen.

Die kurrente Bachregulierung.

Die Situation dieser Regulierung samt den Baustellen der 3 Reservoire ist aus der Fig. 171 zu entnehmen. Eine für die Möglichkeit der rationellen Durchführung angestrebte Melioration in Hinsicht auf Entwässerung wie Verhinderung der Hochwasserschäden notwendige Bedingung ist die Durchführung der Thayaregulierung bei Fröllersdorf.

Da die baldigste Inangriffnahme derselben zur Zeit der Projektsverfassung in Aussicht stand, wurde auch im Projekte der Jaispitzbachregulierung die neue projektierte Thayasohle als Ausgangspunkt genommen. Die innerhalb der Gemeinde Fröllersdorf liegende Bachstrecke erscheint in den Kosten nicht aufgenommen, da diese Gemeinde der Thayawassergenossenschaft angehört und von letzterer auch die Durchführung der Korrektion dieser untersten Jaispitzbachstrecke vorgenommen werden soll. Bei der Aufstellung der not-

Fig. 171. Niederschlags- und Reservoirgebiet des Jaispitzbaches.

wendigen Kapazität der neuen Bachprofile wurde teils nach den Regenmessungen der zahlreichen meteorologischen Stationen, teils auf Grund von Berechnungen nach konstatierten Wasserständen und von vorgenommenen Geschwindigkeitsmessungen unterhalb Durchlaß ein maximales Hochwasserquantum von 80 m^3 pro Sekunde gefunden und angenommen.

Von diesem Maximalquantum sollen während der Kulmination des Abflusses 30 m^3 durch das Reservoir bei Weirowitz zurückgehalten werden, so daß in das Bachbett von Durchlaß abwärts im Maximum nur 30 m^3 gelangen können.

Bei Annahme derselben meteorologischen Faktoren und der weiteren Reduktion der Hochflutwelle des Groß-Olkowitzer (Hosterlitzer) Baches von 26 auf 16 m^3 nimmt die Kapazität des Bachprofiles entsprechend den unterhalb einmündenden größeren Nebenbächen allmählich zu und erreicht bei Grusbach 60 m^3, gegenüber der jetzigen maximalen Abflußmenge von 120 m^3 pro Sekunde.

Eine bezügliche Berechnung der Kosten einer Bachregulierung bei der Voraussetzung des Nichtbestehens dieses Reservoirs, also ohne Rückhaltung obiger 60 m³, ergab nicht nur einen Betrag, welcher die vorliegende Totalsumme zum mindesten erreicht, sondern auch, daß im unteren Teile derartige breite Profile resultieren, deren Ausführung seitens der Interessenten auf großen Widerstand stoßen würde. Der große Vorteil der Aufspeicherung und Ausnützung des Wassers ginge bei dieser Art Korrektion ebenfalls verloren, wie man auch von einer Amortisierung des Baukapitals sowohl, als auch von der Einführung einer Wiesenbewässerung absehen müßte.

Durch diese mit der Reservoiranlage verknüpfte Reduktion der größten Hochwasserwelle (während der Kulmination von 80 m³ auf 30 m³ im oberen Laufe unterhalb Weirowitz und von 120 m³ auf 60 m³ bei Grusbach und Fröllersdorf) wurde es ermöglicht, mit wenigen Ausnahmen alle Brücken- und Stauanlagen zu belassen und nur durch kleine Rekonstruktionen dieselben in den Rahmen des Projektes einfügen zu können. Dadurch werden auch die wasserrechtlichen Verhältnisse der Mühlenbesitzer in keiner Weise geändert und der Neubau von drei großen Stauanlagen wie einer Unzahl größerer Brücken umgangen.

Die hammäßige Höhe des Wasserspiegels für den Mühlgraben wird hergestellt durch Aufstellung von entsprechend (ca. 1 m) hohen Wehraufsätzen, welche sich bei Hochwasser automatisch niederlegen und nach Ablauf desselben selbsttätig wieder aufrichten. Durch alle diese günstigen Umstände, wie der Annahme, daß diese Bauten von den Interessenten in eigener Regie durchgeführt werden, bedingt, ist es ermöglicht, die Regulierung dieser 20 km langen Strecke (vom oberen Durchlasser Wehr bis zur Gemeindegrenze Grusbach-Fröllersdorf) zu dem geringen Betrag von 160000 K herstellen zu können. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß größere Strecken innerhalb dieser 20 km schon derzeit eine Kapazität von 60 m³ pro Sekunde und darüber besitzen, daß ferner das Jaispitzbachbett viele Monate hindurch ganz oder nahezu trocken ist, die Arbeiter daher in dem Bachbette stehend den Aushub bewerkstelligen können, weiter, daß der Längentransport unbedeutend ist, zumeist nur ein Seitentransport (ein- und zweifacher Schaufelwurf) vorkommt und das Material der Bodenkategorie 1 und 2 nahezu ausschließlich angehört, also zumeist Stichboden repräsentiert und nur an einzelnen Stellen auch in die Kategorie 3, das ist Stich- oder Hauboden, übergeht. Die kurrente Bachregulierung soll erst nach Vollendung der Stauweiherbauten in Angriff genommen werden, und wird auf Basis eines erst anzufertigenden Detailprojektes durch eine Genossenschaft wahrscheinlich gemeinde- oder wenigstens sektionsweise durchgeführt werden, da, wie früher erwähnt, die jetzige Kapazität des Flußschlauches in den verschiedenen Strecken ungemein variiert, daher auch die Kosten pro lfd. m ganz bedeutend differieren.

Eine dem generellen Projekte vom Jahre 1887 beigeschlossene detaillierte Rentabilitätsberechnung ergab die ganz bedeutende Vermehrung des Volksvermögens von ca. 3 Mill. K. In Erkenntnis der hohen volkswirtschaftlichen Bedeutung dieser in Österreich zum erstenmale zur Durchführung gelangenden Art von Bodenmeliorationen erfreute sich dieses Projekt seitens der mährischen

Landesvertretung der regsten Unterstützung und wurde dasselbe in der Session 1887 dem mährischen Landtage vorgelegt, durch welchen einem bezüglichen Gesetzentwurfe die verfassungsmäßige Zustimmung erteilt wurde, worauf die Sanktionierung dieses Gesetzes erfolgte.

Trotzdem infolge noch nicht erfolgter Bewilligung des gegen den Kostenvoranschlag wegen ungünstigerer Fundierungsverhältnisse notwendig gewordenen Mehraufwandes das größte (Weirowitzer) Reservoir noch nicht erbaut war, hat der Jaispitzer Stauweiher den bezüglichen Nachrichten der Tagesblätter zufolge seine retensive Wirkung bei dem großen Landregen und Wolkenbrüchen Ende Juli 1897, Mai 1899 und Pfingsten 1902 vorzüglich nachgewiesen, so daß beispielsweise im Jahre 1897 eine Ernte im Werte von 80000 K vor Vernichtung gerettet wurde, durch welche Fälle die hohe volkswirtschaftliche Bedeutung dieses Projektes nunmehr auch durch die praktischen Erfahrungen in unzweifelhafter Weise nachgewiesen erscheint.

4. Talsperre zur Wasserversorgung der Stadt Komotau (Böhmen).

Die hydrographischen Verhältnisse der Umgebung der Stadt Komotau haben die Zwangslage geschaffen, das zur einheitlichen Wasserversorgung der mit dem Vororte Oberdorf rund 21000 Einwohner zählenden und sich eines raschen Aufschwunges auf dem Gebiete industrieller Tätigkeit erfreuenden Stadt erforderliche Wasserquantum angesichts des Fehlens gleichmäßig ergiebiger Quellen und Grundwasserströme durch die Magazinierung der periodisch abfließenden Oberflächenwässer zu beschaffen.

Schon vor Aufwerfung der Frage nach einer zentralen Wasserversorgung hatte man der Aufspeicherung der Wässer des auch die Stadt Komotau durchfließenden Assigbaches — damals jedoch nur zum Zwecke der Regelung der Abflußverhältnisse dieses Wasserlaufes — Beachtung geschenkt und war bereits vor 33 Jahren (1874) von Prof. Harlacher in Prag das Projekt für die Errichtung einer 40 m hohen Staumauer (35 m Wassertiefe) zur Bildung eines 1,58 Mill. m^3 (20 Mill. Kubikfuß) fassenden Gebirgsreservoirs an der unter dem Ortsnamen „Böses Loch“ bekannten Klamm im Assigtale ausgearbeitet worden.[1])

Mit der Änderung der Bestimmung der aufzuspeichernden Wässer für Trinkwasserzwecke mußte dieses Projekt entsprechend abgeändert und zufolge der Forderung, den Abfuß aus moorigen und torfigen Gebieten, wie solche in den oberen Tälern des Erzgebirges vielfach auftreten, von dem Reservoire fernzuhalten, die Talsperranlage nicht im Haupttale selbst, sondern im Tale eines seitlichen Zuflusses, des Gröllbaches, angeordnet werden.

Auch bei dieser Disposition war die gesonderte Ableitung der Abflüsse einer innerhalb des Einzugsgebietes des Gröllbaches von rund 12 km^2 gelegenen Torfmoorfläche von 3,4 km^2 Ausdehnung durch Anlage eines das Gröllbachtal mit dem Assigtale verbindenden Stollens erforderlich. (Siehe Fig. 7 auf Taf. XXI.) Die Abwässer der einzigen in dem ganzen Niederschlagsgebiete gelegenen Ansiedlung, nämlich des Neuhauser Forst- und Hegerhauses, werden

[1]) „Technische Blätter.“ VII. Jahrgang 1875, Prag.

hierdurch gleichfalls von dem Reservoir abgehalten und erscheint durch diese Schutzmaßregeln der Bezug eines selbst weitgehende Ansprüche befriedigenden Reinheitsgrades des Wassers gewährleistet.

Der zur Magazinierung einer Wassermenge von 700000 m^3 notwendige Beckenraum erforderte die Aufführung eines Abschlußwerkes von ganz bedeutender Höhe. Dasselbe ist als Sperrmauer durchgeführt (siehe Fig. 8 auf Taf. XXI) und besitzt nachstehende Hauptabmessungen:

Gesamthöhe der Mauer (normal)	35,75	m
Maximale Mauerhöhe über Terrain	32,40	„
Maximale Wassertiefe	30,65	„
Maximale Fundierungstiefe unter Terrain	16,00	„
Kronenbreite der Mauer	4,00	„
Breite der Mauer am Mauerfuße	30,00	„
Länge der Mauer am Fuße	52,00	„
Länge der Mauer an der Krone	155,00	„
Kubatur des Mauerwerks	41,000	m^3
Überstaute Fläche bei maximaler Füllung	5,60	ha
Krümmungsradius der Mauer	250,00	m.

Das Mauerprofil ist in seiner Massenverteilung so gewählt, daß die maximalen Kantenpressungen in demselben bei leerem Weiher 5,94 kg/cm, bei vollem Reservoir 6,12 kg/cm nicht übersteigen und die Minimalbeanspruchungen nicht unter 0,55 kg/cm, bezw. 0,14 kg/cm heruntergehen. Der statischen Untersuchung wurde ein spezifisches Gewicht des Mauerwerkes von 2,4 zugrunde gelegt. Diese Annahme hat sich auch während des Baues bestätigt gefunden.

Die Mauer ist ganz in Gneisfels fundiert und in Gneisbruchstein ausgeführt. Den Fundierungsarbeiten standen insofern bedeutende Schwierigkeiten entgegen, als in einem Teile des Talbodens, sowie an dem linken Talgehänge ein entsprechend widerstandsfähiges Felsbett erst in bedeutenden Tiefen, stellenweise erst bei 16 m unter Terrain angetroffen wurde, und vergrößerten sich demzufolge die Kubaturen des Erd- und Felsaushubes, sowie der einzubringenden Beton- und Mauerwerksmassen ganz erheblich. Anderseits erwiesen sich die Lagerungsverhältnisse des Gebirges äußerst günstig. Jene Stellen des Fundamentes, welche ein Herabgehen bis zu 7 m unter die allgemeine Fundamentalsohle erforderten, wurden durch Einbringung von Portlandzement-Stampfbeton zur Gleiche gebracht. Allenthalben wurde der bloßgelegte Fels mit Hilfe von Hochdruckwasserstrahl, Besen und Stahldrahtbürste gereinigt, die Gesteinsfugen mit Zementwasser ausgespritzt und die stärkeren Risse mit Portlandzementmörtel verfugt und sodann Beton in fetter Mischung in unregelmäßigen Körpern eingebracht und die hierdurch gebildete unregelmäßige Oberfläche mit einem Portlandzementverputze überzogen. Auf diesem erst erfolgte der Ansatz des Bruchsteinmauerwerkes. Die Felsflächen der beiderseitigen Lehnenanschlüsse der Mauer wurden in analoger Weise vorbereitet.

Der zur Aufmauerung in Verwendung genommene Mörtel bestand aus 1 Teile Kirchdorfer Portlandzement, 1 Teile Looscher (hydraulischem) Kalk

und 6 Teilen am Baufelde selbst hergestellten Gneissand. Die Wahl dieser Mörtelmischung erfolgte auf Grund eingehender Untersuchungen bezüglich der Festigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Auslaugung. Mörtel und Beton wurde mit Hilfe von Maschinen gemischt und soll der Mörtelverbrauch im Mittel 28 % (?) betragen haben. War durch die sorgfältige Herstellung des Mauerwerkes selbst schon eine hohe Dichtigkeit des Abschlußwerkes gewährleistet, so wurde dieselbe durch Anbringung einer eigenen, die ganze Wasserseite der Mauer bis auf 1 m über den maximalen Stauspiegel überziehenden Dichtungsschicht noch erhöht. Letztere besteht aus einer auf dem verfugten und gereinigten Mauerwerke über einem Goudronanstriche aufgetragenen Lage von Naturasphalt mit Goudronzusatz, sowie einem dieselbe überziehenden zweiten Goudronanstriche. Diese Dichtungsschicht ist ihrerseits wieder durch eine Verkleidung aus Betonsteinen geschützt, und greift letztere bei einer Stärke von 50, bezw. 80 cm schwalbenschwanzförmig in den Mauerkörper ein.

Das Innere der Mauer enthält weiter eine Sammelanlage für Schwitz- und Sickerwässer in Form einer Vertikaldrainage, bestehend aus Drainröhren von 8 cm Lichtweite, die in Abständen von 2 m und einer Entfernung von 1 m von der wasserseitigen Mauerflucht in kleinen, im Mauerwerke ausgesparten Kaminen in Kleinschlag ohne Mörtel eingebettet sind und sich an den Lehnenanschlüssen in Sammeldrains, an der horizontalen Fundamentpartie hingegen in einen begehbaren Stollen ergießen.

Zum Zwecke der Wasserentnahme ist in der Achse der Staumauer an der Wasserseite ein in Stampfbeton ausgeführter Turm angebracht; derselbe dient zur Aufnahme zweier Standrohre, welche in verschiedenen Niveaus mit Einlaufstutzen und Schiebern ausgestattet sind. Diese Rohre durchsetzen dann die Mauer in einem horizontalen, auf der Wasserseite durch Betonkern geschlossenen Stollen. Durch Anbringung der entsprechenden Wechsel kann das Wasser aus jedem dieser Rohre von einem Schieberhäuschen aus sowohl in einen kleinen Ausgleichsbehälter, der den Anfang der Zuleitung zur Stadt aufnimmt, wie auch nach dem Gröllbache geleitet werden, und erfüllen hiermit die Standrohre gleichzeitig die Aufgabe von Grundablässen.

Zur unschädlichen Ableitung von Hochwässern zu Zeiten des Vollstehens des Reservoirs dient ein Umleitungsgraben am linken Talgehänge mit einem 21 m langen Hochwasserüberfall, und vermag derselbe ein Wasserquantum von 3 m^3 pro km^2 Einzugsgebiet abzuleiten. Die Überführung der Wässer von der Lehne in die Talsohle wird durch eine Kaskade vermittelt, deren einzelne Stufen aus Beton mit Holzverkleidung und gemauerten Seitenwänden bestehen.

Am oberen Ende des Staubeckens sind Vorkehrungen zur Zurückhaltung des Gerölles und Sandes, zur Ein- bezw. Umleitung des Wassers, sowie die Registrierung des Zulaufes angebracht. Ein Grobfilter mit anschließender Rohrleitung ermöglicht ferner den bereits erwähnten Behälter unterhalb der Mauer, bezw. die Zuleitung zur Stadt mit Umgehung des Stauweihers zu speisen.

Die äußere Ausstattung der Mauer ist einfach gehalten. Die Luftseite der Mauer ist ohne jede Gliederung aus Gneis-Zyklopenmauerwerk bis zur Wasserlinie hochgeführt; hier schließt ein rauhes Steinband den Hauptkörper ab. Der Raum bis zur Mauerkrone, sowie jener für die Brustmauer ist zur Aufnahme einer einfachen Bekrönung in Form von unterstützten Deckplatten abwechselnd mit Zinnenpartien und Eisengeländern ausgenützt. Die beiden Schieberhäuser, eines auf der Mauerkrone, eines auf der Stollenausmündung, sind als Zinnentürme durchgeführt. Sämtliche Abdeckungen von Gneismauerwerkskörpern sind wegen der Unmöglichkeit, den vorhandenen Gneis auf Werkstücke zu verarbeiten, in Granit aus den Pechgrüner Steinbrüchen ausgeführt.

Das Staubecken wurde von allen vegetabilischen Bestandteilen gereinigt, Unebenheiten entsprechend ausgeglichen und sodann im Bereiche der wechselnden Wasserspiegel bis ca. 8 m unterhalb des Maximalstaues mit einer Steinpflasterung versehen.

Der ebenfalls zur Wassergewinnungsanlage gehörige Moorwasserstollen besitzt ein Profil von 1,2 m Breite und 1,8 m Höhe, und liegt mit einem Gefälle von 8 $^0/_0$ nahezu durchgehends im festen Gneis. Die Anfangs- und Endstrecken wurden in einer Länge von zusammen 90 m mit Beton verkleidet, im Berginnern wurden nur einige kurze Strecken mit Beton versichert.

Das Talsperrenwasser gelangt in einer 7,3 km langen Druckrohrleitung durch das Gröllbach- und Assigtal zur Filter- und Hochreservoiranlage, welche ca. 90 m über dem Versorgungsgebiete gelegen ist.

Die Filteranlage umfaßt drei Filterkammern von je 400 m² Filterfläche und kann um zwei weitere Kammern vergrößert werden. Die Ausführung erfolgte in Betoneisenkonstruktion. Der an das Filter angrenzende Hochbehälter enthält zwei Kammern mit zusammen 2500 m³ Inhalt und ist ebenfalls in Betoneisenkonstruktion hergestellt. Beide Objekte sind auf Gneisfels fundiert.

Die Dimensionierung der Anlage gestattet eine Wasserentnahme von 40 sl. im Jahresdurchschnitte bei einer Maximalleistung von 90 sl. zu den Zeiten des stärksten Verbrauches.

Für die Fertigstellung der Sperrmauer waren im Bauprogramm 3 Jahre (1900—1902) vorgesehen. Die außerordentlichen Schwierigkeiten, welche die Fundierung verursachte, brachten es jedoch mit sich, daß das erste Baujahr fast vollständig mit dem Fundamentaushube, dem Baue der 8 km langen Zufahrtstraße sowie sonstiger Nebenarbeiten verbraucht wurde.

Erst im Frühjahr 1901 wurde mit der Vorbereitung der Baugrube für die Maurerarbeiten und am 22. August 1903 mit der Versetzung des eigentlichen Talsperrenmauerwerkes begonnen. Bis zum Eintritt der Herbstfröste zu Beginn des November 1903 war nach Versetzung von ca. 6000 m³ Mauerwerk ungefähr das Niveau des natürlichen Terrains erreicht. In dieser Bauperiode wurde der Baustein aus einem ca. 200 m unterhalb der Baustelle gelegenen Steinbruche gewonnen und der Sand in einer Maschinenanlage gebrochen, woselbst auch die Mörtelbereitung erfolgte.

Für die im Jahre 1902 zu bewältigende Arbeit wurden umfangreiche Vorbereitungen getroffen, um die angestrebte durchschnittliche Tagesleistung von 250 m³ einhalten zu können. Den ganzen Winter über wurden in den Steinbrüchen zusammen 15000 m³ Baustein gebrochen und in Deponien

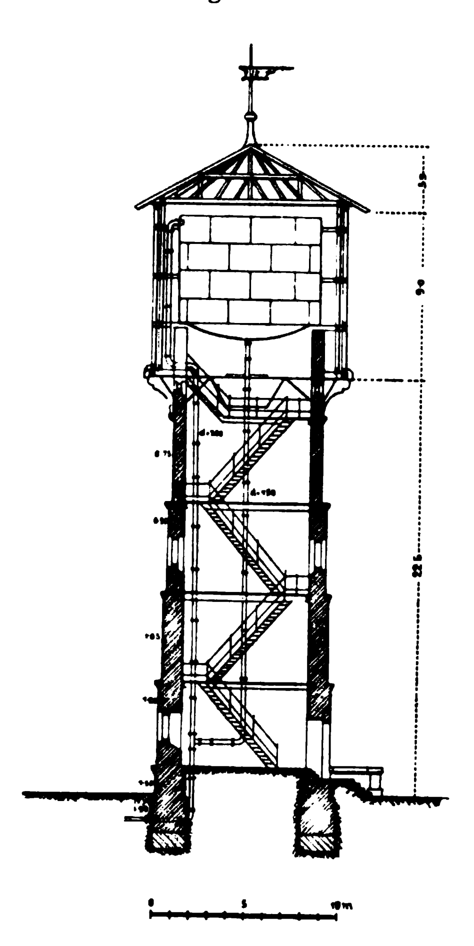


Fig. 172. Wasserturm für Eisenberg (Ansicht).

untergebracht. In der Sandgewinnungsanlage wurden in der gleichen Zeit 3500 m³ Sand hergestellt und deponiert.

Durch Verwendung elektrischer Kraftübertragung konnte ferner der bisher zentralisierte Betrieb den jeweiligen Bedürfnissen entsprechend geteilt werden. Durch Anlage eines neuen Sandwerkes in der Nähe des Hauptsteinbruches wurde Vorsorge für die Sandbeschaffung für die hochgelegenen Mauerpartien getroffen. Von Beginn des Baujahres 1902 bis zu einer zu-

lässigen Mauerhöhe wurden die Bausteine einer tiefer gelegenen Deponie und dem Bruche direkt entnommen und auf einem Ziehberge mit elektrischer Doppelhaspel zum Arbeitsniveau aufgezogen. Der Mörtel wurde am Mauerfuße in zwei Mischtrommeln bereitet und mittels Löffelwerk hochgebracht. Die Reinigung der Steine erfolgte auf einer eigenen Waschstation. Die natürliche Steingröße wurde nur insoweit beeinflußt, als größere Steine als 0,3—0,8 m³ geteilt wurden und kleine nur zur Ausschieferung und Verkeilung des Mauerwerkes zugelassen wurden.


Fig. 173. Wasserturm für Eisenberg (Schnitt).

Die an der Wasserseite der Mauer anzubringende Dichtungsschicht und Verkleidung wurde in horizontalen Bändern von 1,5—2,0 m Höhe dem Fortschritte der Aufmauerung folgend hergestellt. Die hierbei beschäftigten Arbeiter vollführten diese Arbeit von einem eigens konstruierten Gerüste, bestehend aus eisernen, mit einem über die Maueroberfläche greifenden Arme verankerten Rahmen, welche die Arbeitsbühne und die Geländer trugen. Die Materialzubringung erfolgte von der Mauer aus. Der Stollenvortrieb erfolgte teils mit Handbohrung, teils mit elektrisch oder pneumatisch angetriebenen Stoßbohrern. Mit dem Vortriebe wurde im Herbst 1899 begonnen, und erfolgte der Durchstoß am 3. April 1903 mit voller Schärfe in Richtung und Höhe.

Die Vollendung und Inbetriebsetzung der Anlage erfolgte im Jahre 1904.

Als Sammelreservoir für die Zwecke der Trinkwasserbeschaffung ist die Komotauer Talsperre zurzeit (1907) die größte derartige durchgeführte Anlage in Österreich und die erste größere Talsperrenanlage des Königreiches Böhmen. Ganz in der Nähe dieser Anlage wurde der **Eisenberger Stauweiher** im Jahre 1904 mit einem Kostenaufwande von 460000 K für Wasserversorgungszwecke erbaut, welcher einen Fassungsraum von 50000 m³ hat.

Fig. 172 und 173 zeigen den zur Eisenberger Wasserversorgung notwendigen 32 m hohen Wasserturm von 240 m³ Inhalt in Ansicht und Längenschnitt (Kosten 54000 K).

Das aus Blech konstruierte Reservoir ist 6 m hoch und hat einen Durchmesser von 7,15 m.

Für Zwecke der Trink-Nutzwasserversorgung anderer größerer Städte in der Nähe von Komotau sollen, ebenfalls im Erzgebirge gelegen, 2 große Talsperren, deren Fassungsräume jenen der Komotauer Sperre übersteigen, erbaut werden, deren Projektierung durch den Verfasser dieses Handbuches eben erfolgt, ebenso von weiteren 3 Talsperren im Erzgebirge zum Zwecke der Schaffung von Betriebswasser für die Industrie in diesem Tale und die Abwendung der Hochwassergefahr.



Fig. 174. Harzdorfer Sperre bei Reichenberg.

Zu gleichem Zwecke wurden für eine Genossenschaft in Reichenberg eine Anzahl größerer Talsperren durch Prof. Intze projektiert und sind dieselben bis auf 2 bereits durchgeführt[1]) (siehe das Verzeichnis über Kosten von Talsperren). Von den Reichenberger Talsperren wird in Fig. 174 eine Ansicht der Harzdorfer (nach Originalaufnahme von Dr. Fischer 1906) und in Fig. 175 das Schieberhaus der Voigtsbachsperre im Detail vorgeführt, aus

[1]) Intze, Die geschichtliche Entwicklung und der Bau von Talsperren 1906. — Intze, Über die Anlagen von Talsperren bei Reichenberg in Böhmen 1901. — Frank, Über das gleiche Thema (Allgem. Bauzeitung 1902).

welch letzterer Naturaufnahme sowohl die vorzügliche Durchführung dieses aus Granithakelsteinen hergestellten Teiles des Abschlußwerkes, sowie der Fugenverband des teils in Schichten teils in Zyklopenverband hergestellten Verblendmauerwerkes der Talsperre zu ersehen ist.



Fig. 175. Schieberhaus der Voigtsbachsperre bei Reichenberg.

Endlich sollen in Böhmen eine Anzahl von Retensionsreservoiren im Interesse der Elbe- und Moldauregulierung, und in Mähren ein großer Stauweiher im Betschwagebiete (Bystritzkatal) für die Wasserbeschaffung des später zu bauenden Donau-Oder-Kanales demnächst errichtet werden.

III. Die Kanalisation der Ortschaften, Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.

Bearbeitet von

Dr. Robert Christian Fischer,

Konstrukteur an der Lehrkanzel für kulturtechnischen Wasserbau der k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien.

Einleitung.

In der freien Natur kommt es nur selten zur dauernden Anhäufung größerer Mengen organischer Substanzen. Sieht man ab von den ganz vereinzelt dastehenden und nur unter ganz besonderen äußeren Begleitumständen möglichen Bildungen, wie etwa die Entstehung der Guanolager aus den Jahrtausende hindurch aufgehäuften Dejekten der Vogelwelt oder ein Aufbau von Torflagern aus den Überresten einer untergegangenen Flora, so findet man, daß die meisten Produkte des tierischen und pflanzlichen Lebens in unmittelbarer Umgebung ihres Entstehungsortes auch wieder ihre Rückbildung zur Mineralsubstanz erfahren.

Ebensowenig kommt es in der freien Natur zur Bildung von Abwässern im engeren Sinne des Wortes. Wohl erfahren die Regenwässer, die sich schon beim Fall durch die Atmosphäre mit gelösten Gasen, mineralischen und organischen Stäubchen, ja selbst mit Kleinlebewesen beladen, in Fortsetzung ihres Kreislaufes durch Abschwemmung und Lösung der mineralischen Bestandteile der Erdkruste, von Stoffwechsel und Zerfallsprodukten der Tier- und Pflanzenwelt, sowie endlich durch die Aufnahme der niederen Lebensformen dieser beiden Reiche eine natürliche Verunreinigung; letztere ist aber selten so bedeutend, z. B. bei der Bildung von Salzlaugen oder dem Austritt von Erdölquellen, daß derart verunreinigte Wässer einen schädigenden oder gar hemmenden Einfluß auf die Abwicklung der Vorgänge in der freien Natur auszuüben vermöchten.

Erst durch das Eingreifen des Menschen erfahren diese Verhältnisse eine gewaltsame Verschiebung. Auch dann noch wird, solange die menschlichen Ansiedelungen schwach bevölkert und zerstreut gelegen sind und Ackerbau die Hauptbeschäftigung der Bewohner bildet, die Menge der produzierten Abfallstoffe immer noch eine recht geringe sein, und wenngleich der auf dem Lande geübte Brauch der Aufsammlung und Wiederverwertung der Rückstände, die sich fast ausschließlich auf die flüssigen und festen Dejekte der Menschen und Haustiere, sowie eine minimale Menge von häuslichen Brauchwässern beschränken, noch nicht allenthalben als wirtschaftlich rationell und hygienisch einwandfrei bezeichnet werden kann, — in dieser Hinsicht braucht wohl nur darauf hingewiesen zu werden, mit welcher Konsequenz auf dem Lande Hausbrunnen, Düngerstellen und Jauchegruben in unmittelbarer Nachbarschaft angelegt werden, — so bleiben doch etwaige Übelstände meist auf enge Räume beschränkt und würden sich dieselben wohl auch allenthalben mit einfachsten technischen Mitteln und verhältnismäßig geringem Kostenaufwande vollständig beheben lassen.

Anders stellt sich die Sachlage in jenen Orten dar, die sich unter der äußeren Erscheinung einer rapiden Bevölkerungszunahme, fortschreitender Bebauungsdichte und rasch emporschnellenden Bodenwerten mehr und mehr genötigt sahen, den landwirtschaftlichen Betrieb aufzugeben und sich in erster Linie der gewerblichen und industriellen Produktion und dem Handel zuzuwenden, in den Städten, die sich zu den Zentralen des Verwaltungsapparates und zum Schauplatz des Luxuslebens umgestalteten.

Auf diese Orte konzentriert sich die Zufuhr aus umfangreichen Außengebieten zur Deckung des Nahrungsmittelbedarfes der Bevölkerung und zur Versorgung der Industrie mit Roh- und Zwischenprodukten aller Art, Stoffe, die naturgemäß nicht restlos umgesetzt bezw. verarbeitet werden können. Dort erfolgt die Produktion von Abfallstoffen nach Menge wie Art in ungleich größerem Umfange als in der freien Natur, ihre Aufsammlung hingegen ist selbst für relativ kurze Zeiträume unendlich erschwert, ihre Weiterverwendung an Ort und Stelle vollkommen ausgeschlossen. Hier bleibt nur eine künstliche Entfernung der Unratstoffe der einzige Ausweg, wenn Mißstände vermieden werden sollen, die sich von Behinderungen in der freien Ausnützung des Raumes, Erschwernissen im Verkehr und Verletzungen des ästhetischen Empfindens bis zu Gefahren für Gesundheit und Leben der Einwohner steigern können.

Bei dem im Laufe der Jahrhunderte nur allmählich vollzogenen Übergange der ländlichen in die städtische Besiedelungsform konnten auch die aus der stetig steigenden Produktion an Abfallstoffen zu gewärtigenden Übelstände nur nach und nach zum Bewußtsein der Bewohner gelangen. Ebenso wie man sich anfänglich begnügte, die häuslichen Brauchwässer und die flüssigen Rückstände der Gewerbebetriebe in die Abzüge der Regenwässer zu entleeren, welch letztere den Straßenzügen meist oberirdisch folgen und sich in den nächstgelegenen Wallgraben oder Flußlauf ergossen, ebenso glaubte man sich der Fäkalien dadurch entledigen zu können, daß man dieselben in Gruben sammelte, deren Inhalt gelegentlich ausgefahren und wenn möglich der Landwirtschaft gegen Entgelt überlassen werden sollte. Und waren die Straßen und Hofflächen damals nur ausnahmsweise mit einem dichten Pflaster versehen, so daß ohnehin ein nicht unbeträchtlicher Teil der Regen- und Brauchwässer in den Untergrund versickerte, so wurden die Sammelgruben absichtlich undicht hergestellt, um einen großen Teil ihres Inhaltes in den Boden versinken zu lassen und so die Widerwärtigkeiten und Kosten einer oftmaligen Entleerung ihres Inhaltes nach Möglichkeit zu beschränken.

Durch all diese in ihrer Tragweite noch völlig unverstandenen Maßnahmen wurde die grenzenlose Verunreinigung des Untergrundes der Städte hervorgebracht, die vom verseuchten Boden auch auf dessen Wasserschätze übergreifend den Ausgangspunkt von Seuchen bildete, die Jahrhunderte hindurch unausrottbar in regelmäßig auftretenden Paroxysmen die Bevölkerung dezimierten.

Erst um die Mitte des XIX. Jahrhunderts beginnt sich die seit den Zeiten des Altertums wieder in Vergessenheit geratene Bedeutung der Versorgung der Städte mit reichlichen Mengen guten Wassers neue Anerkennung

zu schaffen, und mit ihr die Erkenntnis der Wichtigkeit einer raschen und gründlichen Entfernung der Abfallstoffe für die Schaffung hygienischer Zustände. In dieser Ära der Einführung zentraler Wasserversorgungen steigert sich der Wasserverbrauch für häusliche und öffentliche Nutzungen auf ein Vielfaches, und erheischt derselbe gebieterisch die Erstellung rationell angeordneter Entwässerungsanlagen. Die Ausnutzung der Dampfkraft in Industrie und Verkehrswesen erweckt neue Fabrikationszweige, erschließt neue Produktions- und Absatzgebiete und übt eine mächtige Rückwirkung auf eine Vergrößerung der Menge sowie die zunehmende qualitative Verschlechterung der Industrieabwässer; die wissenschaftliche Medizin stellt die wahre Natur sowie die Verbreitungsursachen einer Anzahl der verheerendsten Volksseuchen fest, und eine sich der Allgemeinheit bemächtigende Bakterienfurcht spornt die städtischen Verwaltungen an, Langversäumtes nachzuholen, die Sanierung der Städte mit allen Kräften und Mitteln zu betreiben.

Aus diesem Drange heraus entsteht die Tendenz, nicht nur die eigentlichen Abwässer raschestens aus dem Weichbild der Städte abzuleiten, sondern denselben auch alles das, was durch die Schwemmkraft des Wassers nur irgendwie beweglich gemacht werden kann, mit anzuvertrauen, vorerst ohne jegliche Bedachtnahme auf die traurigen Folgeerscheinungen, welche sich in den zu natürlichen Rezipienten der städtischen und industriellen Effluvien degradierten Flußläufen abspielen mußten.

Durch eine unglückliche Verkettung äußerer Umstände sieht sich die Landwirtschaft nicht veranlaßt, gegen den Entgang von Pflanzennährstoffen, der durch die Abschwemmung der Fäkalien verursacht wird, energische Stellung zu nehmen. Die Verarmung des Bodens durch fortgesetzten Raubbau, das von Justus von Liebig als drohend hingestellte Schreckgespenst, zerfließt mit dem Momente der Entdeckung der südamerikanischen Salpeter- und Guanolager, der Erschließung der Staßfurter Kalisalzlagerstätten, der Einführung des Thomasprozesses im Hüttenbetriebe und der Ammoniakgewinnung bei der Steinkohlengaserzeugung. Diese noch als unerschöpflich geltenden Bezugsquellen bequem zu handhabender und sicher wirkender Düngemittel lassen die in den städtischen Abwässern nur in stärkster Verdünnung dargebotenen Pflanzennährstoffe um so entbehrlicher erscheinen, als die von England herüberdringende Kunde über die vielfach unter recht ungünstigen äußeren Umständen unternommenen Versuche zur landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer keine zur Nachahmung besonders aneifernde wirtschaftliche Erfolge aufweisen.

Während das Assanierungswerk in den Städten rüstig vorwärtsschreitet und in der Herabsetzung der Zahl der Erkrankungen und Todesfälle durch Cholera, Typhus, Dysenterie u. dergl. seine segensreiche Wirkung äußert, verschlechtert sich der Zustand der Vorfluter von Jahr zu Jahr, und wieder nur allmählich ringt sich die Überzeugung durch, daß mit der Kanalisation der Ortschaften allein das Abwasserproblem nicht gelöst, sondern lediglich der Sitz des Übels an einen anderen Ort verlegt worden sei.

Die Klagen der Fischer, die sich unter der Neuordnung der Dinge zuerst geschädigt sehen, verhallen ungehört; im allgemeinen Aufschwunge wird

die wirtschaftliche Bedeutung der Flußfischerei unterschätzt und nicht beachtet, daß es sich hier nicht bloß um Einzelne handelt, die sich in ihrer Existenz beeinträchtigt fühlen, sondern gleichzeitig auch um die Warner vor einer Gefahr, die, wenn nicht Einhalt geboten wird, früher oder später auch die Allgemeinheit bedrohen muß.

Leider fehlte eben zur Zeit des ersten Auftretens der Anzeichen einer zunehmenden Verunreinigung der Gewässer noch die Erfahrung, um diese Erscheinung für die Zukunft symptomatisch zu deuten, denn es ist eine erst in der allerneuesten Zeit gewonnene Erkenntnis, daß zu den Agentien, welche an der endgültigen natürlichen Umsetzung aller organischen Stoffe Anteil nehmen und speziell in den Flüssen die als „Selbstreinigung" bezeichnete Arbeitsleistung vollbringen, auch gewisse Organismengruppen gehören, die nur unter ganz bestimmten äußeren Umständen ihre volle Aktivität entfalten können. Diese machen aber sofort anderen, nicht mit demselben Leistungsvermögen ausgestatteten Lebewesen Platz, wenn der Verschmutzungsgrad eine gewisse untere Grenze überschreitet. Bedarf es somit stets einer mehr oder minder langen Zeit, bis der Kräfteüberschuß eines reinen Gewässers aufgezehrt ist, so erfolgt andererseits eine rapide Verschlechterung, wenn erst einmal jene Grenze erreicht ist, denn mit der Abnahme der Zahl und der Herabsetzung der Leistungsfähigkeit der vorhanden bleibenden Individuen nimmt naturgemäß nicht nur deren Arbeitsleistung ab, sondern es vergrößert sich auch der unverarbeitet bleibende Rest, der dann im Verein mit neu hinzutretenden Schmutzstoffen seinerseits neuerlich zur Verschlechterung der Existenzbedingungen beiträgt.

Dieses Verhalten erklärt ungezwungen die wiederholt beobachtete Tatsache einer mit geradezu unheimlicher Geschwindigkeit fortschreitenden Verschlechterung des Zustandes eines Gewässers, das vielleicht Jahrzehnte hindurch ein hohes Selbstreinigungsvermögen aufwies, bis endlich durch die allmählich anwachsende Belastung mit Abwässern die Grenzen seiner natürlichen Leistungsfähigkeit überschritten wurden und der Wasserlauf seine wertvolle Eigenschaft plötzlich verloren zu haben scheint.

Aus denselben Gründen bedarf es stets einer recht langen Zeit, bis ein einmal verschmutztes Gewässer nach Durchführung einer Entlastung zu seinem ursprünglichen natürlichen Reinheitsgrade zurückkehrt.

Und heute scheint es schon hoch an der Zeit, nicht nur einem Weiterumsichgreifen einer Flußverunreinigung energisch Einhalt zu gebieten, sondern auch die Wiederherstellung der natürlichen Verhältnisse planmäßig in Angriff zu nehmen.

Die Schwierigkeiten, den steigenden Wasserbedarf der Städte, Ortschaften und Industrieunternehmen zu decken, wachsen fortwährend; besonders im Flachlande, wo ergiebige Quellen selten auftreten, das verfügbare Grundwasser quantitativ unzulänglich oder qualitativ ungeeignet, die Anlage von Talsperren zur Aufspeicherung von Tagewasserabflüssen aus unbesiedelten Einzugsgebieten unmöglich ist, sieht man sich vielfach genötigt, zu dem lange Zeit verschmähten, inzwischen aber nichts weniger als besser gewordenen Flußwasser seine letzte Zuflucht zu nehmen. Zwar ist es möglich, unter Einhaltung

von besonderen Vorsichtsmaßregeln und hohem Aufwande an Betriebskosten auch diese Wässer in einen hygienisch einwandfreien Zustand zu überführen; appetitlich hingegen kann ein derart gewonnenes Wasser nie sein.

Auch andere Gewässernutzungen drängen dazu, der Reinerhaltung der Flüsse die größte Aufmerksamkeit zuzuwenden. Ein harter Konkurrenzkampf zwischen den einzelnen Industriegebieten zwingt sowohl nach einer Verbilligung der Transporte der Rohprodukte als auch nach weitestgehender Herabsetzung der Kosten der Betriebskräfte Umschau zu halten. So steht den großen Flüssen eine vollständige Umgestaltung zu den Hauptarterien eines sich stetig weiter verästelnden Systems von Schiffahrtskanälen, die ihrerseits aus den kleineren Seitengewässern gespeist werden, bevor, und was sich nur vom Rinngefälle irgendwie erübrigen läßt, bleibt zur Errichtung von Wasserkraftanlagen ausersehen, nachdem das Problem der Fernleitung der Energie in Form elektrischer Ströme eine wirtschaftliche Lösung gefunden hat. Durch Anlage mächtiger Stauseen, für die die kulturfernen Gebirgsschluchten allein nicht mehr genügen, sondern selbst die Haupttäler wasserreicher Flüsse abgedämmt werden müssen, sucht man das natürliche Regime der Gewässer der vollständigen Beherrschung durch Menschenhand zu unterwerfen, und mit der dauernden Aufrechterhaltung der Mittelwasserführung der Flüsse, den gleichsinnigen Interessen der ökonomischesten Wasserkraftausnutzung, der Schiffahrt und der Landeskultur entgegenzukommen. Hier würden mit der Einleitung von Abwässern in die in einzelne Staustufen mit träger Wassererneuerung zerlegten Wasserläufe gröbliche Mißstände hervorgerufen, indem einerseits die Ausscheidung der Sinkstoffe durch Sedimentation begünstigt, andererseits aber die Spülung des Flußschlauches durch die Hochwässer, die manchen offenen Fluß in regelmäßigen Intervallen von gefahrdrohenden fäulnißfähigen Schlammablagerungen befreit, in Wegfall kommen würde.

Dieser Ausblick auf die modernen wasserwirtschaftlichen Bestrebungen zeigt, daß allenthalben aus der Verunreinigung der Gewässer durch Abfallwässer Übelstände zu befürchten sind, die der Realisierung manches Projektes fast unüberwindliche Schwierigkeiten entgegenstellen[1]).

Im vorstehenden wurde begründet, daß eine rasche und vollständige Entfernung der Abwässer aus dem Weichbilde der Ortschaften aus hygienischen, wirtschaftlichen und ästhetischen Gründen unbedingt vorge-

[1]) Um diese Ausführungen durch ein konkretes Beispiel zu illustrieren, mögen hier in Kürze die Schwierigkeiten skizziert werden, mit denen die Stadt Breslau derzeit zu kämpfen hat. Breslau reinigt seit Jahren seine gesamten Abwässer auf ausgedehnten Rieselfeldern, da die kanalisierte und einen lebhaften Schiffahrtsverkehr aufweisende Oder nicht fähig wäre, die Kanalwässer der bei 500000 Einwohner zählenden Stadt ungeschädigt aufzunehmen. Die von Jahr zu Jahr bedenklicher werdende Verschmutzung, die die Oder im oberschlesischen Industriegebiete erfährt, veranlaßte nun die Stadt, die früher mit filtriertem Oderwasser versorgt war, das Flußwasserwerk aufzulassen und zur Grundwasserversorgung überzugehen. Die bekannte, im Kapitel Wasserversorgung dieses Handbuches bereits besprochene Mangankatastrophe zwang aber, vorerst das Flußwasserwerk wiederum in Betriebe zu nehmen, und der Erwägung näher zu treten, ein drittes Wasserwerk anzulegen, und dürfte diesbezüglich die Anlage von Talsperren in dem ziemlich entfernt gelegenen Riesengebirge in erster Linie in Betracht kommen.

nommen werden muß, daß aber auch andererseits die Unterbringung der Abwässer in den Wasserläufen die Lösung einer Reihe hochwichtiger wasserwirtschaftlicher Fragen, wie Trink- und Nutzwasserversorgung, Kanalisierung der Flüsse, Speisung von Schiffahrtskanälen, Ausnützung der Wasserkräfte beträchtlich erschwert, den Bestand der Flußfischerei vielfach sogar vollständig vernichtet. Es muß demgemäß auch die Frage aufgeworfen werden, ob nicht etwa eine Beschränkung der Abwässerproduktion nach gewissen Richtungen hin möglich wäre und hierdurch schon eine erhebliche Entlastung der Vorfluter, sowie der etwa vorzuschaltenden Reinigungsanlagen erzielt werden könnte.

Hiermit soll selbstverständlich nicht gegen die Anlage von Kanalisationen, sondern lediglich gegen den Brauch, alles nur irgendwie abschwemmbare in die Kanäle einzuleiten, Stellung genommen werden.

Betrachtet man von diesem Gesichtspunkte aus die Regenwässer, deren Verunreinigung in engster Beziehung steht zum Verschmutzungsgrade der Auffangflächen, von denen wieder Straßen und Plätze einen ganz bedeutenden Prozentsatz ausmachen, so zeigt sich sofort, daß durch den ja auch aus rein verkehrstechnischen Rücksichten anzustrebenden dichten und gegen Abnützung widerstandsfähigen Ausbau der Fahrbahnen und Gehwege, sowie insbesondere durch eine gründliche Straßensäuberung eine keineswegs unerhebliche Verminderung der mit jedem Regenfall zur Abschwemmung gelangenden Unratstoffe erzielbar wäre. Ein Teil der letzteren, vornehmlich Sand und der spezifisch schwere mineralische Straßendetritus, gelangt schon in den Schlammfängen der Straßeneinläufe sowie in den Kanälen selbst zur Wiederablagerung und muß aus diesen schwer zugänglichen Räumen mit großen Kosten entfernt werden. Der feinere mineralische und organische Schlamm, sowie alles Lösbare, also gerade die Stoffe, die durch ihre Zersetzbarkeit besonders lästig werden, erreichen direkt die Vorflut, vielfach schon durch die Regenauslässe, oder bilden eine schwere Belastung der Kläranlage. (Beispielsweise entfernt die Stadt Paris, die bei reichlicher Nutzwasserversorgung geradezu regelmäßige Straßenwaschung betreibt, alljährlich aus den Kanälen selbst ca. 30000 m^3 Sinkstoffe mit einem Kostenaufwande von rund $^1/_4$ Mill. Fr., d. i. ca. 8 Fr./m^3, sowie aus den auch nur die allergröbsten Sinkstoffe aufhaltenden Vorklärbecken der Pumpstation von Clichy weitere 70000 m^3. Es entfallen somit bei einer Zahl von 2700000 Einwohnern pro Kopf und Jahr $11 + 26 = 37$ l grober Sinkstoffe. Berlin mit 2000000 Einwohnern und einer sorgfältig gehandhabten trockenen Straßenreinigung hat hingegen bloß einen Anfall von ca. 15000 m^3, d. i. pro Kopf und Jahr ca. 8 l. Wien, das noch ein bedeutendes Areal ungepflasterter Straßen aufweist und mehrere Stadtbäche in die Kanalisation einleiten mußte, fördert pro Kopf und Jahr ca. 13,5 l Sand und Schlamm aus den Kanälen.)

Es muß daher auch schon aus rein wirtschaftlichen Gründen zweckmäßiger erscheinen, derartige nicht unbedingt abschwemmungsbedürftige Stoffe in trockenem bezw. angefeuchtetem Zustande regelmäßig und möglichst vollständig von der Straßenoberfläche abzusammeln und definitiv zu beseitigen, als dieselben in die Kanäle gelangen zu lassen und später wieder aus diesen

selbst, aus dem Kanalwasser oder dem Vorfluter mit zumeist höheren Kosten zu entfernen.

Weniger ließe sich hingegen bezüglich der Menge und Beschaffenheit der Brauch- und Wirtschaftsabwässer erzielen, obwohl auch diesbezüglich durch die modernen Bestrebungen für rationelle Abfuhr, Unterbringung und Wiederverwertung des Hausmülls manche Entlastung der Kanäle zu erwarten steht. Am schwierigsten und auch wohl kaum allgemein entscheidbar stellt sich die Frage bezüglich der Fäkalieneinleitung in die Kanäle. Für mittlere und große Städte wird die Fäkalieneinleitung wohl auch fürderhin die rationellste Lösung dieses Teiles des Assanierungsproblemes bleiben, wenn auch mit Bedauern zugegeben werden muß, daß hierdurch der Landwirtschaft große Mengen von Pflanzennährstoffen entzogen werden. Für kleinere Gemeinwesen, insbesondere aber in Einzelansiedelungen kann das Abfuhrwesen mit den vervollkommneten Sammel- und Transporteinrichtungen sowohl in sanitär als auch ästhetisch einwandfreier Weise bewerkstelligt werden und gleichzeitig ökonomische Vorteile gewähren.

Manche bedeutsame Änderung könnte schließlich in der Art der Erzeugung industrieller Abwässer platzgreifen. Gerade die Industrie hat die längste Zeit hindurch, auf ihre umfassende Bedeutung für den Aufschwung im Erwerbsleben pochend, sich selbst nur die allernotwendigsten Beschränkungen auferlegt und erst in der allerneuesten Zeit begonnen, von dem früher allen Bestrebungen zur Reinerhaltung der Gewässer gegenüber eingenommenen schroff ablehnenden Standpunkte abzugehen. Besonders auf industriellem Gebiete wird sich eine Scheidung zwischen eigentlichen Abwässern und Abfallstoffen, die auch auf anderem Wege beseitigt werden könnten und lediglich aus Billigkeits- und Bequemlichkeitsrücksichten zur Abschwemmung gebracht werden, mit Erfolg vornehmen lassen. Von alten Anlagen sind allerdings derartige Betriebsumgestaltungen nur schwer zu verlangen, ja oft auch technisch kaum durchführbar. Anders bei Neueinrichtungen, bei denen ohnehin schon mehr darauf geachtet wird, Örtlichkeiten aufzusuchen, die an sich die unschädliche Beseitigung aller produzierten Abfallstoffe erleichtern.

In diesem einleitenden Kapitel wurde wiederholt auf den genetischen Unterschied zwischen natürlichen Wasserverunreinigungen und den eigentlichen Abwässern hingewiesen und dabei auch hervorgehoben, daß der Erzeugung und Unterbringung der Abwässer, so wie sie heute erfolgt, neben einer unverkennbaren Notwendigkeit auch noch manche Willkürlichkeit innewohnt.

Es ist von größter Wichtigkeit, daß der Ingenieur sowohl als Projektant wie auch als technischer Beirat der Behörden diese allgemeinen Beziehungen klar überblicke und bei allen seinen Maßnahmen voll würdige. Scheinen dieselben doch den Weg zu weisen, auf dem in dem stets neu entbrennenden Streite zwischen den Rechten und Pflichten der Abwässerproduzenten einerseits, sowie den Interessenten an der Reinerhaltung der Wasserläufe andererseits eine dem gemeinsamen Besten angepaßte Verständigung erzielt werden kann.

A. Kanalisation der Ortschaften.

I. Vorerhebungen.

Zu den für die Projektsverfassung erforderlichen Vorarbeiten gehört in erster Linie die Durchführung eines genauen Nivellements, das über das gesamte Ortsgebiet und die etwa nach demselben entwässernden Außengebiete auszudehnen ist. Dieses Nivellement wird in eine Kopie des Katastral-Stadtplanes eingetragen, auf der auch die in Aussicht genommene zukünftige Verbauung ersichtlich zu machen ist. Neben der Terrainoberfläche sind auch die Kellertiefen, der Grundwasserspiegel und dessen Schwankungen, sowie etwa bereits vorhandene Kanäle in das Nivellement einzubeziehen, ferner die Nieder-, Mittel- und Hochwasserstände des als Vorfluter in Aussicht genommenen Gewässers, sowie die Stauanlagen in dem letzteren. Weiter sind Erhebungen anzustellen über die geognostische Beschaffenheit des Untergrundes, soweit dieselbe mit Rücksicht auf die maximale Kanalisationstiefe in Betracht kommt, über die Art des Straßenausbaues, Verbauungsdichte, Bevölkerungsdichte, Kulturgattung der Außengebiete.

Auf Grund des zu konstruierenden Schichtenplanes und der erhobenen Wasserscheiden des Stadtgebietes wird sowohl die Größe des gesamten Niederschlagsgebietes als auch die Ausdehnung der einzelnen, den verschiedenen Straßenkanälen, Haupt- und Nebensammelkanälen zuzuordnenden Entwässerungsgebiete bestimmt werden können.

Eine weitere wichtige Vorfrage bezieht sich auf die Wahl des Kanalisationssystemes.

II. Wahl des Kanalisationssystemes.

Je nachdem, ob mit der Anlage einer Kanalisation die geregelte Ableitung sämtlicher Abwässerkategorien angestrebt wird oder lediglich die am stärksten verunreinigten, nämlich die häuslichen Brauchwässer mit oder ohne Fäkalien, sowie die Industriewässer zum unterirdischen Abflusse gelangen sollen, spricht man von einer Vollkanalisation oder von einer Teilkanalisation. Den verschiedenen Durchführungsarten kommen naturgemäß spezifische Vorzüge und Nachteile zu.

Eine auf die Ableitung der häuslichen und industriellen Abwässer beschränkte Teilkanalisation verursacht erheblich geringere Anlagekosten sowohl für das allgemeine Kanalnetz, als auch für die Hausanschlüsse. Die Kanäle funktionieren unbeeinflußt von der Größe der Niederschläge, Notauslässe werden überflüssig und entfällt hiermit auch die Gefahr einer Verunreinigung des Vorfluters innerhalb des Ortsgebietes. Eine zur Erreichung der Vorflut event. erforderliche mechanische Wasserhebung, sowie die Unschädlichmachung der Abwässer der Teilkanalisation läßt sich, weil auf ein kleineres

Wasserquantum beschränkt, mit geringeren Anlage- und Betriebskosten durchführen. Hingegen läßt die Teilkanalisation alle jene Übelstände weiterbestehen, die mit einer oberirdischen Ableitung der Meteorwässer verbunden sind. Die Rinnen für die Einleitung der Dach- und Hofwässer in die den Bürgersteigen entlang ziehenden breiten und tiefen Rinnsteine bilden mit diesen zusammen dauernde Verkehrserschwernisse. Dieses oberirdische Leitungssystem bedarf einer aufmerksamen Reinigung, wenn die in ihm auftretenden Ablagerungen keinerlei Anlaß zu Belästigungen ergeben sollen, auch entfällt die Möglichkeit einer natürlichen Spülung des unterirdischen Kanalnetzes durch die Regenwässer, ein Moment, das um so schwerwiegender wird, je geringer die der Ortschaft zur Verfügung stehenden Nutzwassermengen sind.

Die Anlage einer Teilkanalisation wird daher meist nur als halbe Maßregel gelten können. In kleinen Ortschaften mit geringem Strassenverkehr und namentlich dort, wo offene Wasserläufe das Ortsgebiet durchziehen und ein angemessenes Terraingefälle eine rasche Ableitung der Meteorwässer unterstützt, mögen die hervorgehobenen Nachteile der Teilkanalisation wohl noch in Kauf genommen werden können. Größere Gemeinwesen hingegen werden sich meist zum Ausbau einer Vollkanalisation entschließen müssen. Letztere kann nun wieder so durchgeführt werden, daß das zur Aufnahme der Brauch- und Industriewässer dienende Kanalnetz durch ein zweites ebenfalls unterirdisch verlegtes Leitungsnetz für die Abfuhr der Meteorwässer ergänzt wird, Trennsystem, oder aber daß ein einziges für die gemeinsame Ableitung sämtlicher Abwasserkategorien bestimmtes Kanalnetz erstellt wird, Misch- oder Sammelsystem. Die vielfach gebräuchliche Bezeichnung „Schwemmkanäle" wird derzeit meist nur für jene nach dem Sammel- oder Trennsystem ausgebauten Anlagen angewendet, in denen die menschlichen Dejekte mit abgeschwemmt werden.

Naturgemäß sind Vollkanalisationen wesentlich kostspieligere Anlagen als Teilkanalisationen, ihre Vorzüge den letzteren gegenüber aber auch ganz unverkennbar. Hingegen läßt sich der Jahrzehnte hindurch geführte Streit über die Vorzüge und Nachteile zwischen Trennsystem und Sammelsystem angesichts der großen Zahl der in jedem Einzelfalle maßgebenden Faktoren kaum allgemein entscheiden. Insbesondere werden die letzteren für die Mehr- oder Minderkosten des einen der beiden Systeme bestimmend.

Als ein besonderer Vorzug des Trennsystemes muß gleich wie bei der Teilkanalisation hervorgehoben werden, daß Notauslässe für die Brauchwasserkanäle entfallen und höchstens für die Regenkanäle in Betracht kommen. Vielfach ist es möglich, die Regenwässer selbst einem hochgelegenen Vorfluter noch mit natürlichem Gefälle zuzuführen und hiermit die mechanische Wasserhebung nur auf die quantitativ weit zurücktretenden Brauchwassermengen zu beschränken. Ähnliches gilt bezüglich der Anlagen für die Unschädlichmachung der Abwässer. Als Nachteile des Trennsystemes sind die bautechnischen Schwierigkeiten der Unterbringung und Ausführung des getrennten Kanalnetzes bei den oftmals recht beschränkten Straßenbreiten

geltend zu machen, ferner auch die Notwendigkeit einer steten Kontrolle bezüglich der separaten Einleitung der Hauswässer bezw. Regenwässer (namentlich jener der Hofflächen) in das zustehende Kanalsystem.

Demgegenüber bietet das Sammelsystem den nicht zu unterschätzenden Vorteil der Einheitlichkeit dar: Bautechnische Schwierigkeiten ergeben sich hier aus der großen Tiefenlage des ganzen Systemes, Übelstände aus der Notwendigkeit Notauslässe anzuordnen, sowie Wasserhebung und Reinigung, wo eine solche erforderlich wird, einem der Menge nach überaus wechselnden Zuflusse anpassen zu müssen.

III. Bestimmung der abzuführenden Wassermengen.

1. Brauchwässer und Industrieabwässer.

Die Brauchwässer setzen sich zusammen aus den in den Hauswirtschaften für die Zwecke des Kochens, Waschens und Badens zur Verwendung gelangten Wässern. Der Menge nach entsprechen die Brauchwasserabflüsse ungefähr dem aus den Wasserversorgungsanlagen für den Hausbedarf entnommenen Wasserquantum, und ist dasselbe daher dort, wo nur Einzelwasserversorgung aus Hausbrunnen u. dergl. besteht, weit geringer als in Orten mit zentraler Wasserversorgung. Die Brauchwasserproduktion unterliegt ähnlichen täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen wie der Wasserverbrauch selbst, und muß daher damit gerechnet werden, daß der sekundliche Maximalabfluß ungefähr 2—2,5 mal so stark wird, als der mittlere Abfluß. Durch Zuleitung der menschlichen Ausscheidungen (Fäces und Harn) findet nur eine ganz geringfügige Vergrößerung des Abflußquantums statt und kann letzteres etwa wie folgt veranschlagt werden:

Einwohnerzahl pro Hektar	Brauchwasserabfluß in Sek.-Liter pro Hektar bei einem Wasserverbrauch pro Kopf und Tag von					
	50		100		150	
	Mittel	Maximum	Mittel	Maximum	Mittel	Maximum
50	0,03	0,075	0,06	0,15	0,09	0,22
100	0,06	0,150	0,12	0,30	0,18	0,45
200	0,12	0,300	0,24	0,60	0,36	0,90
300	0,18	0,450	0,36	0,90	0,54	1,35
400	0,24	0,600	0,48	1,20	0,72	1,80

Der Brauchwasserabfluß bleibt sonach selbst bei dichter Besiedelung und hohem Wasserkonsum immer noch recht gering. Die Beschaffenheit der Brauchwässer wird bei Besprechung der Reinigung und landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer noch des näheren behandelt werden.

Bezüglich der Menge und Zusammensetzung der Industrieabwässer muß auf Spezialwerke[1]) verwiesen werden. Über die Abwässer landwirtschaftlicher Industrien (Zuckerfabrikation, Molkerei, Brennerei, Bier-Brauerei) wird gleichfalls im Abschnitte „Abwässerreinigung" gesprochen werden.

Grundwasser gelangt nur ausnahmsweise in den Kanälen selbst zur Ableitung und können die hierbei in Betracht kommenden Quantitäten nur auf Grund spezieller örtlicher Erhebungen festgestellt werden.

2. Regenwasser.

Zur Bestimmung der in den Kanälen abzuführenden Niederschlagswassermengen reicht die Kenntnis der örtlichen Tagesregenmengen allein nicht aus, es muß vielmehr auch auf Dauer und Intensität der einzelnen Regenfälle, die oft nur ganz kurze Zeit anhalten, Rücksicht genommen werden. Weiter ist der Einfluß einer Reihe von Faktoren zu beachten, die teils direkt abflußhemmend, teils nur abflußverzögernd wirken.

Während bezüglich der Tagesregenhöhen in den ombrometrischen Beobachtungen der meteorologischen und hydrographischen Stationen bereits ein reichhaltiges Material vorliegt, ist es meist recht schwer, sich auf direkten Messungen beruhende Daten über Dauer und Intensität der Starkregen zu beschaffen, nachdem die Zahl der mit Ombrographen ausgestatteten Stationen leider immer noch viel zu gering ist.

Prof. Dr. G. Hellmann-Berlin, der Jahrzehnte hindurch dem Studium der Niederschlagsverhältnisse seine besondere Aufmerksamkeit zugewendet hat, veröffentlicht in dem kürzlich erschienenen umfangreichen Werke: „Die Niederschläge in den norddeutschen Stromgebieten" (3 Bände, Berlin 1906, Dietrich Reimers Verlag) eine Reihe zum Teil erst neu aufgedeckter Beziehungen zwischen der Stärke der Einzelregenfälle längerer Dauer und den Durchschnittswerten für längere Zeiträume, sowie über das Abhängigkeitsverhältnis zwischen Regenintensität und Regendauer bei Platzregen. Da der Inhalt dieser neuen Publikation im I. Bande dieses Handbuches nicht mehr berücksichtigt werden konnte, möge angesichts des hohen Wertes dieser Untersuchungen für den Wasserbauingenieur eine Reihe der von Hellmann abgeleiteten Sätze, und zwar in zumeist wörtlicher Wiedergabe, an dieser Stelle eine nachträgliche Aufnahme finden. (Hellmann l. c., I. Bd. Text, S. 112—117.)

„1. Durchschnittlich verhält sich die mittlere Monatsmenge zum mittleren Tagesmaximum desselben Monats wie 3,5—4 zu 1 oder das mittlere Tagesmaximum beträgt durchschnittlich 25—29 % der zugehörigen mittleren Monatsmenge. Eine Ausnahme bilden sehr trockene Orte, wie Prag und Halle a. S., wo die Verhältniszahl kleiner ist (3,1), oder sehr nasse, wie

[1]) Dr. J. König, Die Verunreinigung der Gewässer. Berlin 1899. Verlag von J. Springer. — Dr. F. Fischer, Das Wasser, seine Verwendung, Reinigung und Beurteilung. Berlin 1902. Verlag von J. Springer. — Dr. Häfcke, Städtische- und Fabrikabwässer. Wien 1901. Verlag von A. Hartleben. — Dr. C. Weigelt, Unsere natürlichen Fischgewässer usw. Stuttgart 1900. Verlag von E. Ulmer. — Derselbe, „l'Assainissement et le Repeuplement des Rivières". Berlin 1904. Verlag von C. Heymann.

Klausthal, wo sie größer ist (4,6). Das deutet schon auf eine gesetzmäßige Beziehung zwischen dem Betrage der mittleren Jahresmenge und des Tagesmaximums der Regenfälle hin.

2. In der warmen Jahreshälfte (April bis September) ist die mittlere Monatsmenge im Verhältnis zum mittleren Tagesmaximum etwas kleiner (7 : 8) als in der kalten (Oktober bis März). Eine Ausnahme macht Luzern, das gerade im Sommer relativ große Tagesmaxima aufweist.

Im Mittel macht das mittlere Tagesmaximum im Sommerhalbjahr 29 %, im Winterhalbjahr nur 25 % der mittleren Monatsmenge aus.

3. Durchschnittlich verhält sich die mittlere Monatsmenge zum absoluten Tagesmaximum desselben Monats wie 1,2—1,5 : 1 oder das absolute Tagesmaximum beträgt 65—80 % der zugehörigen mittleren Monatsmenge. Auch hier machen sehr trockene und sehr feuchte Orte eine Ausnahme, und zwar in demselben Sinne wie bei dem mittleren Tagesmaximum.

4. In der warmen Jahreshälfte ist die mittlere Monatsmenge im Verhältnis zum absoluten Tagesmaximum etwas kleiner (7 : 8) als in der kalten.

Im Durchschnitt beträgt das absolute Tagesmaximum im Sommerhalbjahr 80 %, im Winterhalbjahr nur 70 % der mittleren Monatsmenge.

5. Das absolute Tagesmaximum verhält sich zum mittleren durchschnittlich wie $2^3/_4 : 1$. An trockenen Orten ist dieses Verhältnis größer, an feuchten kleiner.

6. Das Verhältnis der mittleren Jahresmenge des Niederschlags zum mittleren und zum absoluten Tagesmaximum hängt von dem absoluten Betrage der Jahresmenge selbst ab und wächst im allgemeinen mit diesem, oder die Tagesmaxima sind an trockenen Orten relativ größer als an nassen."

Für die unter 6 angedeutete Beziehung zwischen der mittleren Jahresmenge (H in Millimeter) und ihrem Prozentverhältnis (P) zum absoluten Tagesmaximum (M in Millimeter) gibt Hellmann nachstehende Interpolations formeln:

$$P = 2{,}11 + \frac{2138}{H}.$$

$$M = 21{,}38 + 0{,}0211\ H.$$

Diesen beiden Gleichungen entspricht nachstehende Tabelle:

H	P	M	H	P	M
mm	%	mm	mm	%	mm
400	7,45	29,8	900	4,48	40,3
500	6,39	32,0	1000	4,25	42,5
600	5,67	34,0	1100	4,05	44,6
700	5,16	36,1	1200	3,89	46,7
800	4,78	38,2	1300	3,75	48,8

„Bei allen untersuchten Stationen liegt der häufigste Wert des relativen Tagesmaximums (P) unter dem mittleren, und zwar um $1—1^1/_2$ % der Jahresmenge.

Der kleinste Wert des relativen Tagesmaximums scheint nirgends unter 2 % der Jahresmenge herabzugehen und zeigt bei allen Stationen eine

überraschende Gleichförmigkeit (2—3 %). Nur an sehr trockenen Orten scheint das relative Tagesmaximum nicht unter 3 % zu sinken (Posen, Prag, Torgau, Halle a. S.).

Dagegen ist der größte Wert des relativen Tagesmaximums größeren Schwankungen unterworfen und wächst im allgemeinen proportional dem mittleren Werte von P selbst. An feuchten Orten wie Klausthal, Emden und Kleve geht das Maximum von P unter 9 % herab, während es an trockenen wie Halle und Frankfurt a. O. 18 % überschreitet.

All' diese Tatsachen lehren also, daß gerade trockene Orte zu exzessiven Niederschlägen neigen."

Die Hellmannschen Untersuchungen ergeben, daß in dem untersuchten Gebiete, das ja auch fast ganz Böhmen und Galizien sowie einen beträchtlichen Teilen der Schweiz umfaßt, die Tagesmaxima des Niederschlages fast ausnahmslos auf die Sommermonate Juni bis August fallen und daß der größte Teil derselben sich zwischen den Schwellenwerten 21—30 mm und 31 bis 40 mm hält.

Von besonderer Wichtigkeit sind die von Hellmann angestellten Studien über die Beziehungen zwischen Intensität und Dauer von Platzregen. Aus einem mehr als 1900 Einzelregenfälle umfassenden Beobachtungsmateriale gelang es diesem Forscher, nachstehende empirische Gleichungen für die Intensität mittelstarker Platzregen aufzustellen:

$$i = -0{,}311 + \frac{3{,}522}{\sqrt[3]{t}},$$

$$h = -0{,}311 + 3{,}522 \,.\, \sqrt[3]{t^2},$$

und zwar bedeuten:

i die Intensität des Regens, ausgedrückt in Millimeter pro Minute;
t die Regendauer in Minuten;
h die in der Zeit t gefallene Regenmenge in Millimeter.

Eine ähnliche Beziehung wurde auch für die stärksten Platzregen aufgestellt. Die dieser Gleichung entsprechenden Zahlwerte finden sich in der nachstehenden Tabelle vereinigt. In derselben wurde zur Erleichterung ihrer Verwertung die den einzelnen minutlichen Regenintensitäten entsprechenden Regenmengen in Liter auf Hektar und Sekunde bezogen angefügt.

(Siehe die Tabelle auf Seite 426.)

Die in Spalte 4 und 7 der nachstehenden Tabelle angeführten Niederschlagsergiebigkeiten sind auch in den Kurven I und II der Fig. 176 graphisch zur Darstellung gebracht.

Leider genügt das derzeit vorhandene Beobachtungsmaterial noch keineswegs, um auch bezüglich der relativen Häufigkeit des Auftretens von Schlagregen der einzelnen Intensitätsklassen allgemeine Schlußfolgerungen ziehen zu können. Und gerade dies wäre in hohem Grade wünschenswert, da es aus bauökonomischen Gründen untunlich ist, das ganze Kanalsystem zur Aufnahme und Abfuhr der allerstärksten Niederschläge, die doch zumeist nur

Beziehungen zwischen der Regenmenge und der Dauer der Platzregen (Wolkenbrüche).

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
	Mittlere Platzregen:			Stärkste Platzregen:		
Regendauer in Minuten	Gesamt-ergiebigkeit in Millimeter	Intensität in Millimeter pro Minute	Wasser-menge in Liter pro Hektar und Sekunde	Gesamt-ergiebigkeit in Millimeter	Intensität in Millimeter pro Minute	Wasser-menge in Liter pro Hektar und Sekunde
5	8	1,60	266	13	2,60	433
10	13	1,30	216	22	2,20	367
15	17	1,13	189	28	1,87	312
20	21	1,05	175	32	1,60	267
30	26	0,87	145	41	1,36	227
45	33	0,73	122	48	1,07	177
60	37	0,62	100	56	0,93	155
90	43	0,48	80	63	0,70	117
120	48	0,40	67	69	0,57	96
150	51	0,34	57	73	0,49	81
180	53	0,29	49	75	0,42	69

nach jahrelangen Zwischenpausen wiederkehren, einzurichten; man muß sich in der Praxis vielmehr schon damit begnügen, die Kanäle so zu dimensionieren,

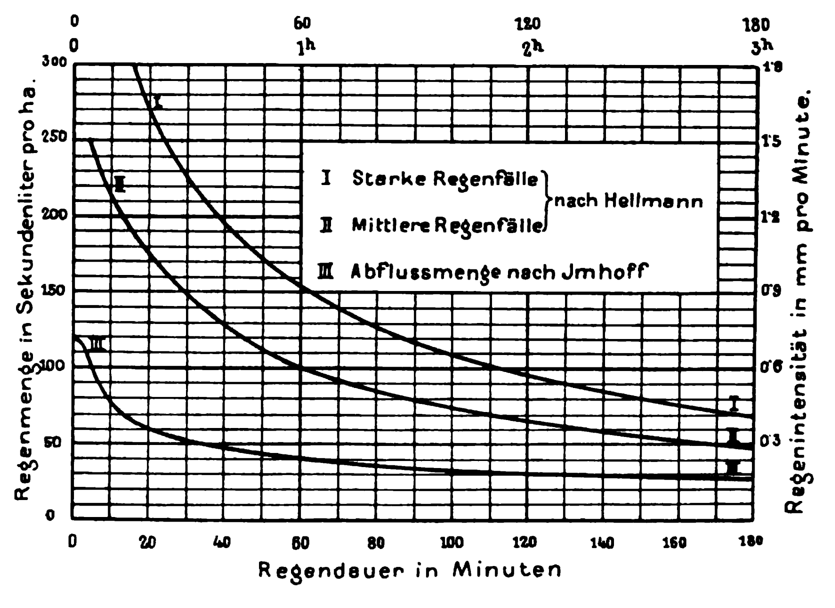


Fig. 176.

daß eine Überlastung derselben nicht öfter als etwa einmal im Jahre zu befürchten ist. In diesem Sinne sind die Hellmannschen Angaben für mittel-

starke Platzregen wohl schon als obere Grenzwerte anzusehen. Als untere Grenze dürfte die in Fig. 176 als Kurve III eingetragene Regenkurve nach Imhoff[1]) (aufgestellt für das rheinisch-westfälische Industriegebiet sowie das Emschergebiet mit 770 mm Jahresregenhöhe) immer noch einen vollkommen befriedigenden Sicherheitsgrad gewähren. Gelegentlich der Besprechung der Abflußverzögerung wird auf die Bedeutung des Abhängigkeitsverhältnisses zwischen Regenintensität und Regendauer nochmals zurückzukommen sein, und seien hier nur noch einige verschiedenen neueren praktischen Ausführungen zugrunde gelegte Zahlwerte mitgeteilt.

Bei der Kanalisation von Charlottenburg-Westend wurde von Kayser[2]) eine durch nachstehende Zahlwerte festgelegte Regenintensitätskurve zugrunde gelegt:

Regendauer in Minuten	5	10	15	20	30	40	60	90	120
Regenmengen in Sek.-Liter/Hektar	171	125	100	84	62	52	42	35	28.

In Wien[3]) rechnet man für die dicht verbauten Stadtteile mit Regenfällen von 125 sl./ha und halbstündiger Dauer für die weniger dicht verbauten Gebiete mit 100 sl./ha und 20 Minuten Dauer.

Th. Heyd[4]) nimmt auf Grundlage mehrjähriger ombrographischer Beobachtungen für die Kanalisierung von Darmstadt an:

bei einer Regendauer von 10 Minuten . .	0,75 mm/Min.	= 125 sl./ha
„ „ „ „ 15 „ . .	0,60 „	= 100 „
„ „ „ „ 20 „ . .	0,45 „	= 75 „

Für die Kanalisation der kleinen Stadt Oppau rechnet derselbe Projektant[5]) auf Grundlage der Ombrographendaten der benachbarten Stadt Karlsruhe:

bei einer Regendauer von 5 Minuten . .	0,73 mm/Min.	= 120 sl./ha
„ „ „ „ 10 „ . .	0,46 „	= 78 „
„ „ „ „ 15 „ . .	0,32 „	= 54 „

Alle diese Daten fügen sich den oben angegebenen Intensitätsgrenzen sehr gut an.

Dr. Ing. H. Keller-Berlin, der in einer soeben veröffentlichten Abhandlung[6]) die Hellmannschen Untersuchungen einer eingehenden Diskussion

[1]) Dr. Ing. K. Imhoff, Taschenbuch für Kanalisationsingenieure, 1907 bei Oldenbourg, München und Berlin erschienen.

[2]) Stadtbauinspektor Kayser-Charlottenburg, Berechnung der Regenwasserabflußmengen für städtische Kanalisation. Technisches Gemeindeblatt, VIII. Jahrgang 1905/06, No. 6 und 7.

[3]) Sämtliche die Kanalisation der Stadt Wien betreffende Angaben, sowie die Fig. 182 und 189 sind dem von Baurat J. Kohl bearbeiteten Kapitel: „Die Entwässerungsanlagen der Stadt Wien" des vom österreichischen Ingenieur- und Architektenvereine herausgegebenen Werkes: „Wien am Anfang des XX. Jahrhunderts" entnommen.

[4]) Dipl.-Ing. Th. Heyd, Die Berechnung städtischer Kanalisationsanlagen unter Zugrundelegung von Regenfällen verschiedener Heftigkeit und Dauer. Gesundheitsingenieur 28. Jahrgang 1905, No. 19.

[5]) Derselbe, Die Kanalisation für Oppau in der Rheinpfalz, München 1906, Oldenbourgs Verlag.

[6]) Dr. Ing. H. Keller, Regen- und Abflußmengen bei großen Regengüssen. Zentralblatt der Bauverwaltung, 28. Jahrgang 1907, No. 48 und 49.

unterzieht, äußert sich über die Verwertbarkeit derselben beim Mangel örtlicher Beobachtungen (l. c. S. 323): „Wenn aber solche fehlen, bietet die Landeskurve für die Regenstärken der mittleren Platzregen eine brauchbare Grundlage bei wasserbautechnischen Berechnungen. Handelt es sich um ein einzelnes Bauwerk, z. B. einen Eisenbahndurchlaß oder Kanaldücker, so gebietet die Vorsicht die Beibehaltung der aus ihr hervorgehenden Werte. Dagegen darf man bei Ermittelung der Rohrweiten einer städtischen Kanalisierung die Regenstärken der Tabelle A (hier Tabelle auf S. 426 Kol. 4 bezw. Kurve II der Fig. 176) auf etwa die Hälfte vermindern.“ Diese Reduktion würde Werte liefern, welche größtenteils zwischen jene der Imhoffschen und Kayserschen Intensitätskurven fallen. Übrigens macht Keller auch darauf aufmerksam, daß die Hellmannsche Regenstärkenkurve für mittlere Platzregen, wie sich aus einem Vergleiche mit Beobachtungen von Specht[1]) ergibt, auch den süddeutschen Verhältnissen vollkommen entspricht.

In nachfolgender Tabelle sind eine größere Anzahl von Regenfällen außergewöhnlicher Intensität zusammengestellt.

(Siehe die Tabelle auf Seite 429.)

Als in ihren Wirkungen hervorragend intensive Regenfälle in Wien seien jene der Jahre 1896 (1. August) und 1907 (17. Juli) hier hervorgehoben, welche im Gebiete der Stadt Wien bedeutenden Schaden anrichteten; der letzten Katastrophe fielen sogar Menschenleben zum Opfer. Am 17. Juli 1907 erstreckten sich die Verheerungen insbesondere über die Gemeindebezirke Gersthof, Hernals, Ottakring, Dornbach und Neuwaldegg, welche von im Wiener Walde entspringenden und in die Kanalisation einbezogenen Stadtbächen durchflossen werden. Der Regenfall vom 17. Juli ist in Fig. 177 auf Grund der Angaben des im Garten der k. k. Hochschule für Bodenkultur aufgestellten Ombrographen, System Hellmann-Fueß (mit einem vergrößerten Abszissenmaßstabe), zur Darstellung gebracht, doch dürfte diese Station, welche eine Tagesregenmenge von 50 mm registrierte, nicht im Kerngebiete des Regens gelegen gewesen sein, da die dem von den Wasserverheerungen stärkst betroffenen Gebiete zunächst gelegene, lediglich mit einem Ombrometer versehene Station „Wasserreservoir Schafberg“ eine Tagesregenhöhe von 66,2 mm meldet.

Das Diagramm zeigt, daß dem Hauptregenfall von 5 h 58′ bis 7 h 10′, der in 72 Minuten eine Gesamtergiebigkeit von 30,9 mm aufwies, in der Zeit von 4 h 45′ bis 5 h 10′ ein durch 25 Minuten anhaltender Regen von 13,5 mm Ergiebigkeit vorherging. Da auch schon die Vortage ausgiebige Niederschläge gebracht hatten (14. Juli 68,9 mm, 15. Juli 6,8 mm, 16. Juli 6,4 mm), dürfte das Wasseraufnahmevermögen des Freilandes fast erschöpft gewesen sein und nach neuerlicher Benetzung der Oberfläche durch den Regen um 5 h pm sich für den zweiten Regenfall am Nachmittag des 17. Juli ein außerordentlich hoher Abflußkoeffizient ergeben haben.

---

[1]) Specht, Größte Regenfälle in Bayern und ihre Verwertung für Hochwasserberechnungen. Abhandlungen des Kgl. Bayerischen hydrographischen Bureaus, München 1905.

Tabelle über Regenfälle von aufsergewöhnlicher Intensität.

Beobachtungsort:	Land:	Datum	Dauer Minuten	Gesamt-er-giebig-keit mm	Intensität pro Minute mm	Intensität pro Hektar sl.
Laue[1])	Sachsen	5. Juni 1895	6	29,8	4,970	830
Aweyden	Ostpreußen	4. Aug. 1895	5	23,0	4,600	766
Wegeringhausen	Hannover	13. Mai 1899	3	12,9	4,300	716
Hettensen	„	15. Aug. 1901	3	12,5	4,170	695
Eisleben	Sachsen	16. Aug. 1893	5	17,6	3,520	586
Morsbach	Rheinland	19. Juli 1895	10	33,2	3,320	553
Meseritz	Posen	20. Mai 1899	3	9,9	3,300	550
Radtkehmen	Ostpreußen	13. Sept. 1898	6	19,6	3,270	545
Dorum-Alsum	Hannover	23. Juli 1895	10	31,0	3,100	514
Trebnitz	Schlesien	13. Juni 1895	15	40,5	2,700	450
Ödingen	Westfalen	20. Aug. 1900	30	78,3	2,610	435
Oberheiden	„	9. Juli 1896	30	73,7	2,460	410
Nieder-Marsberg	„	6. Aug. 1897	45	103,0	2,290	381
Treuenbrietzen	Brandenburg	31. Juli 1897	23	51,2	2,230	371
Wartha	Posen	16. Aug. 1897	45	98,0	2,180	363
Bienau	Ostpreußen	26. Juli 1896	30	65,0	2,170	361
Rötgen	Rheinland	27. Aug. 1894	20	39,7	1,980	330
Bärenthal	„	17. Juli 1900	30	56,9	1,900	316
Neustadt a. d. Haardt	Bayern	7. Sept. 1886	60	98,0	1,630	271
Wildgarten	Westpreußen	1. Aug. 1896	100	134,0	1,340	223
Waltershausen	Sachsen	14. Aug. 1884	60	75,0	1,250	210
Trier	Rheinland	17. Juni 1856	60	73,2	1,220	203
Berlin	Brandenburg	14. April 1902	210	143,0	1,180	197
Schwerin	Mecklenburg	11. Mai 1890	85	111,0	1,170	195
Bobersberg	Brandenburg	21. Juni 1895	120	128,5	1,070	178
Görlsdorf	„	12. Mai 1889	135	132,3	0,980	163
Beuthen	Schlesien	24. Mai 1882	180	109,6	0,610	101
Wien, Schmelz	Nieder-Österreich	7. Juni 1894	15	37,0	2,470	411
„ Breitensee	„	21. Juli 1902	30	—	—	300
„ Favoriten	„	22. April 1904	8	—	—	300
„ Türkenschanze	„	6. Aug. 1905	6	—	—	300
„ Breitensee	„	2. Juni 1900	13	—	—	250
„ „	„	2. Juni 1900	75	40,7	0,542	90
„ Türkenschanze	„	17. Juli 1907	5	7,4	1,470	245
„ „	„	17. Juli 1907	72	31,0	0,430	71
„ Westbahnhof	„	1. Aug. 1896	75	67,0	0,900	159
Neuwiese	Böhmen	29. Juli 1897	24 h	345,0	0,240	41
Berlin	Brandenburg	14. April 1902	24 „	166,0	0,115	19
Pirna	Sachsen	10. Juli 1886	24 „	156,0	0,108	18

[1]) Die Angaben sind zum größten Teile dem wiederholt zitierten Werke von G. Hellmann entnommen.

Von den auf die Erdoberfläche fallenden Niederschlagswässern gelangt nur ein Teil in den Kanälen zum Abflusse, während der oftmals gar nicht so unbeträchtliche Rest durch Wiederverdunstung in die Atmosphäre, sowie durch Versickerung in den Boden am Abströmen gehindert wird.

Bezeichnet man mit A das abfließende, mit E bezw. V das zur Verdunstung bezw. Versickerung gelangende Teilquantum eines Regenfalles, so wird:

$$A = R - E - V = R\left(1 - \frac{E + V}{R}\right) = R \cdot \psi.$$

$$\psi = 1 - \frac{E + V}{R}.$$

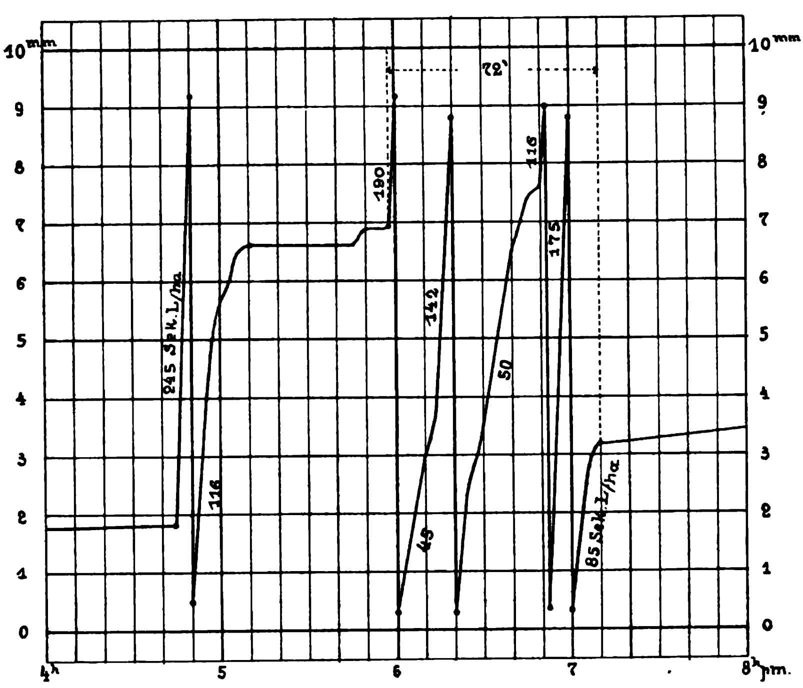


Fig. 177. Graphische Darstellung des Nachmittagsregenfalles vom 17. Juli 1907. (K. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien.)

Den Koeffizienten ψ, mit dem das Mengenverhältnis zwischen Niederschlag und Abfluß zum Ausdruck gebracht werden soll, pflegt man Abflußkoeffizient zu nennen. Vielfach sind auch die Bezeichnungen Versickerungskoeffizient oder Dichtigkeitskoeffizient gebräuchlich, da einerseits, wenigstens bei länger anhaltendem Regen, der Einfluß der Verdunstung gegen die Versickerung weit zurücktritt und andererseits die Intensität der Versickerung von der Verbauungsdichte besonders stark beeinflußt wird.

Genauere Untersuchungen über den sicher vorhandenen Einfluß von Regenintensität, Ausdehnung, Flächengefälle und anfänglichen Durchfeuchtungsgrad des beregneten Gebietes auf den Anfangswert des Koeffizienten ψ, sowie dessen Veränderungen während des Regenfalles selbst, vornehmlich infolge der Zunahme der Durchtränkung der Auffangflächen, fehlen zurzeit noch vollständig.

Für ψ sind zumeist die nachstehenden Durchschnittswerte gebräuchlich (nach A. Frühling):

		Im Mittel
1. Für den alten dichtbebauten Kern der Städte . . .	0,70—0,90	0,80
2. Für die anschließenden Viertel, sowie für Stadtteile mit geschlossener Verbauung	0,50—0,70	0,60
3. Für die Stadtviertel mit offener Bebauung	0,25—0,50	0,40
4. Für Übungsplätze, die unbebauten Flächen der Bahnhöfe u. dergl.	0,10—0,30	0,20
5. Für Anlagen, Gartenflächen, sowie die nach dem Stadtgebiete entwässernden Wiesen und Äcker je nach Gefälle und Beschaffenheit des Untergrundes .	0,05—0,25	
6. Für die nach dem Stadtgebiete entwässernden Waldflächen u. dergl.	0,01—0,20	

Jedenfalls dürfte es sich empfehlen, für die sub 5 und 6 aufgeführten Kategorien, sobald dieselben einige Ausdehnung besitzen, eine separate Berechnung der zu erwartenden Abflußmengen auf Grund der im I. Bande dieses Handbuches im Kapitel „Bodenentwässerung“ gemachten Angaben vorzunehmen. Vielfach empfiehlt es sich, zur Vereinfachung der weiteren Rechnungen das Produkt aus Abflußfläche und Abflußkoeffizient zu einem Faktor, der „reduzierten Abflußfläche F_r“, zusammenzuziehen. Für ein Einzugsgebiet von F ha Fläche und einen Regenfall von der mittleren Intensität i (in Sek.-Liter pro Hektar) ergibt sich ein sekundlicher Oberflächenabfluß von:

$$q = \psi \,.\, F \,.\, i = F_r \,.\, i \text{ sl.}$$

Beträgt derselbe sonach nur einen Bruchteil der pro Zeiteinheit auf das Niederschlagsgebiet auffallenden Regenmenge, so kann auch die sekundlich durch die Kanäle abfließende Wassermenge infolge des Eintrittes einer Abflußverzögerung selbst wieder dem Oberflächenabflusse gegenüber eine Verminderung erfahren.

Um den Begriff der Abflußverzögerung und dessen fundamentale Bedeutung für die Dimensionierung der Regenkanäle klar hervortreten zu lassen, ist es notwendig, auf den Abflußvorgang selbst etwas näher einzugehen. Zu diesem Zwecke möge ein Querschnitt des Hauptkanales (etwa der Punkt P in Fig. 178), den der Gesamtabfluß der Fläche F zu passieren hat, in Untersuchung gezogen werden. Aus dem Einzugsgebiete F seien ferner zwei kleine Flächenteile f_A und f_B hervorgehoben, von denen f_A unmittelbar beim Punkte P, f_B hingegen so gelegen sei, daß die Zeit, welche bis zum Eintreffen der Abflüsse von f_B beim Punkte P vergeht, für das betrachtete Einzugsgebiet ein Maximum werde, also:

$$\frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \frac{l_3}{v_3} + \ldots \frac{l_n}{v_n} = \left(\frac{L}{V}\right) = t_{max.}$$

$$l_1 + l_2 + l_3 + \ldots l_n = L.$$

$l_1, l_2, l_3 \ldots l_n$ sind die von dem Abfluß von f_B in den Zeiten $t_1, t_2, t_3 \ldots t_n$ mit den Geschwindigkeiten $v_1, v_2, v_3 \ldots v_n$ zu durchlaufenden Teilstrecken.

Während die Abflüsse von f_A kurz nach Beginn des Regenfalles bereits bei P anlangen, werden jene von f_B erst um $\frac{L}{V} = t_{max.}$ Sekunden später den Punkt P passieren.

Die in irgend einem zwischen $t = o$ und $t = t_{max.}$ gelegenen Zeitpunkte den Kanalquerschnitt bei P gleichzeitig durchströmenden Wasserteilchen müssen dann auch offenbar einer bestimmten Teilfläche des Niederschlagsgebietes entstammen, und zwar wird sich dieselbe bei Beginn des Regenfalles nur auf die unmittelbare Umgebung der Fläche f_A beschränken, bei anhaltendem Regen aber stetig an Ausdehnung gewinnen und schließlich das ganze Einzugsgebiet umfassen, falls nur der Regenfall so lange anhält, als die Abflüsse von f_B benötigen, um bis nach P zu gelangen. Die Teilfläche, welcher die zu einem beliebigen Zeitmomente t den Kanalquerschnitt bei P gemeinsam abfließenden Wasserteilchen entstammen, sei im folgenden „Abflußfläche" genannt und mit F_t bezeichnet.

Derselben entspricht dann unter Annahme eines für die ganze Fläche geltenden mittleren Abflußkoeffizienten ψ, sowie einer der Regendauer t entsprechenden durchschnittlichen Regenintensität i_t (in Liter pro Sekunde und Hektar) die sekundliche Abflußmenge:

$$q_t = \psi \,.\, F_t \,.\, i_t \,.\, \text{sl.}$$

Nach Aufhören des Regens werden analog die Abflüsse von f_A zuerst versiegen, hingegen immer noch Abflüsse aus den entfernteren Teilflächen des Einzugsgebietes bei P eintreffen, es wird also auch die diesen Wässern zugeordnete Abflußfläche aus der Umgebung von f_A allmählich gegen f_B hin abnehmen und endlich nach Verlauf der Zeit

$$T_A = T_R + t_{max.}$$

wieder ganz auf Null reduziert sein. Mit T_A und T_R sei die Gesamtabflußdauer bezw. die Gesamtregendauer bezeichnet. (Der Zeitaufwand für den Zulauf der ersten und den Abfluß der letzten Wasserteilchen von f_B nach P ist zwar nicht genau gleich, und zwar infolge der Beeinflussung der Abflußgeschwindigkeit durch die Änderung der Wasserstandsverhältnisse und des Oberflächengefälles bei Füllung bezw. Wiederentleerung der Kanäle, doch kann diese Zeitdifferenz hier unbeschadet der Gültigkeit des Resultates dieser allgemeinen Betrachtung unberücksichtigt bleiben.)

Nimmt man eine für die Dauer des Regenfalles konstante mittlere Regenintensität an, ebenso einen konstanten mittleren Abflußkoeffizienten ψ, so wird einer wachsenden Abflußfläche auch ein zunehmender sekundlicher Abfluß beim Punkte P entsprechen. Für einen Regenfall, dessen Gesamtdauer T_R größer ist als $t_{max.}$, werden sich sonach auch nachstehende 3 Phasen des Abflußvorganges unterscheiden lassen.

I. Phase von $t = o$ bis $t = t_{max.}$:

Die Abflußfläche wächst von $F_o = o$ bis $F_{max.} = F$, der sekundliche Abfluß bei P von $q_o = o$ bis $q_{max.} = \psi \,.\, F \,.\, i$.

II. Phase von $t = t_{max.}$ bis $t = T_R$:

Die Abflußfläche hat ihre größte Ausdehnung erreicht und behält diesen Wert bei. Das Gleiche gilt vom sekundlichen Abflusse: $F_{max.} = F$; $q_{max.} = \psi\ F \,.\, i$.

III. Phase von $t = T_R$ bis $t = T_R + t_{max.} = T_A$:

Abflußfläche und sekundlicher Abfluß nehmen stetig von dem während der 2. Phase konstant beibehaltenen Werte bis auf Null ab.

Für den Fall $T_R > t_{max.}$ tritt sonach zwar eine Abflußverzögerung, d. i. eine Verlängerung der Gesamtabflußdauer T_A gegenüber der Regendauer T_R ein, doch bedingt dieselbe nicht auch eine Herabsetzung des im Zeitpunkte der Kulmination bei P sekundlich abströmenden Wasserquantums dem maximalen sekundlichen Oberflächenabfluß gegenüber.

Eine andere Erscheinung tritt ein, wenn die Gesamtdauer des Regenfalls kürzer ist, als die für das Zuströmen der aus den entferntesten Teilen des Einzugsgebietes stammenden Zuflüsse bis nach P erforderliche Zeit.

Sicherlich wächst in diesem Falle die Abflußfläche von f_A aus stetig bis zum Momente des Aufhörens des Regens, d. i. bis zum Zeitmomente T_R. Dann versiegen wiederum zunächst die Zuflüsse aus der Umgebung von f_A, die Abflußfläche wird also von hier aus schon wieder abnehmen, während sie sich andererseits noch gegen f_B hin ausdehnt und diesen Punkt im Zeitmomente $t = t_{max.}$ erreicht. Erst von diesem Zeitpunkte angefangen wird die Abflußfläche keinerlei Zuwüchse mehr erhalten, sie wird sich daher stetig gegen f_B hin zusammenziehen und im Momente $T_R + t_{max.}$ wieder ganz verschwinden. In diesem Falle wird es also lediglich von der Konfiguration des Einzugsgebietes abhängen, ob die Abflußfläche vom Momente des Aufhörens des Regenfalles an in ihrer Gesamtausdehnung vorerst noch eine Zeit hindurch wächst, stationär bleibt oder gleich wieder abzunehmen beginnt. Das Gleiche gilt von dem der Größe der Abflußfläche proportionalen sekundlichen Abflusse (q) bei P.

Nachdem für den Fall $T_R < t_{max.}$ die Abflußfläche selbst im Momente ihrer größten Ausdehnung (f_{max}) nur einen Teil des ganzen Einzugsgebietes decken kann, also auch dem sekundlichen Oberflächenabflusse $Q = \psi_1 \,.\, F \,.\, i$ nur ein Maximalabfluß von $q = \psi_2 \,.\, f_{max.} \,.\, i$ im Kanale bei P entspricht, ergibt sich:

$$q = \psi_2 \,.\, f_{max.} \,.\, i = \varphi \,.\, \psi_1 \,.\, F \,.\, i = \varphi \,.\, Q.$$

$$\varphi = \frac{\psi_2 \,.\, f_{max.} \,.\, i}{\psi_1 \,.\, F \,.\, i} = \frac{q}{Q}.$$

Im Falle $T_R < t_{max.}$ geht somit der Abflußverzögerung auch eine Herabsetzung der im Momente der Kulmination im Kanale abzuführenden Größtwassermenge parallel.

Den Proportionalitätsfaktor φ pflegt man „Verzögerungskoeffizient" zu nennen.

Beachtet man weiter, daß für ein jedes Kanalsystem von bestimmter Konfiguration und Ausdehnung die Größenänderung der Abflußfläche lediglich eine Funktion der Zeit ist, d. h.:

$$F_t = f(t);\ f_{max.} = f(T_R),$$

$$\varphi = \frac{\psi_2}{\psi_1} \cdot \frac{1}{F} \cdot f(T_R),$$

so besagt dies, daß der Verzögerungskoeffizient selbst für ein und dasselbe Kanalsystem keineswegs eine Konstante ist, sondern seinen Wert mit der Regendauer jedes einzelnen Regenfalles ändert.

Bisher wurden nur Regenfälle von der gleichen mittleren Durchschnittsergiebigkeit in Betracht gezogen. Greift man nun auch auf das bereits erörterte Abhängigkeitsverhältnis zwischen mittlerer Intensität und Dauer starker Regengüsse zurück, betrachtet man also auch die Regenstärke als Funktion der Zeit, und zwar der jeweiligen Gesamtregendauer, so kann man auch auf den Vergleich der Abflußmengen untereinander verschieden starker Regenfälle übergehen und untersuchen, ob ein bestimmter Kanalquerschnitt durch Dauerregen oder Schlagregen eine größere Beanspruchung erfährt.

Jedenfalls wird unter allen Regenfällen vom Typus $T_R \geqq t_{max.}$ jener den größten sekundlichen Abfluß liefern, für den $T_R = t_{max.}$ wird, denn dann wird ja die Abflußfläche bereits das ganze Einzugsgebiet decken, länger anhaltende Regen würden hingegen schon wieder geringere Intensität und somit auch einen geringeren Abfluß aufweisen. Für Dauerregenfälle ist sonach der maximale Kanalabfluß:

$$q \leqq F_r \,.\, i\,(t_{max.})$$

Einem Regenfall vom Typus $T_R < t_{max.}$ entspricht andererseits ein größter sekundlicher Kanalabfluß von:

$$q_1 = f_r(T_R) \,.\, i\,(T_R).$$

Somit wird das Verhältnis der beiden Abflußmengen:

$$\frac{q_1}{q} \gtreqless \frac{f_r(T_R) \,.\, i\,(T_R)}{F_r \,.\, i\,(t_{max.})} \gtreqless \frac{f_r(T_R)}{F_r} \cdot \frac{i\,(T_R)}{i\,(t_{max.})}.$$

Da nun aber auch für $T_R < t_{max.}$ die Beziehungen gelten:

$$\frac{i\,(T_R)}{i\,(t_{max.})} > 1;\ \frac{f_r(T_R)}{F_r} < 1,$$

so kann

$$\frac{q_1}{q} \gtreqless 1;\ q_1 \gtreqless q.$$

werden, d. h. die sekundliche Kanalabflußmenge für einen kurzen aber intensiven Regen kann größer werden, gleich sein oder kleiner bleiben als die einem Dauerregen entsprechende Abflußmenge. In diesem Falle hat es nur wenig Wert, einen dem früher definierten Verzögerungskoeffizienten analogen Beiwert einzuführen. Denn derselbe müßte nicht nur von den speziellen Verhältnissen jedes Kanalsystemes und der Regendauer, sondern auch noch von der derzeit nur durch eine empirische Gleichung darstellbaren Beziehung zwischen Regenintensität und Regendauer abhängig gemacht werden.

In einem Spezialfalle wird es sich also darum handeln, die dem auf seine Leistungsfähigkeit zu untersuchenden Kanalprofile zuzuordnenden Abflußflächen für verschiedene Schwellenwerte der Regendauer, also etwa für $T_R = 10, 20, 30, \ldots . t_{max.}$ Minuten zu ermitteln, die Produkte aus den einzelnen zusammengehörigen Maximalabflußflächen und Regenintensitäten zu bilden und aus denselben das Maximum herauszugreifen.

Alle Seitenkanäle, die kürzer sind als etwa $^1/_2$ km, die also bei einer Abflußgeschwindigkeit von 1 m/Sek. bereits in weniger als 10 Minuten der ganzen Länge nach durchflossen werden, werden somit schon bei ganz kurzen Regen mit dem vollen Oberflächenabflusse beansprucht. Dieselben müssen daher auch stets reichlich dimensioniert werden. Andererseits dürfte es auch für die Bestimmung der in den Haupt und Nebensammlern wirksamen Abflussverzögerung kaum erforderlich sein, die Ermittelung der Abflußflächen für Regenfälle von weniger als 10 Minuten Gesamtdauer vorzunehmen. Denn es bedarf selbst bei sehr heftigen Regengüssen immer einer geraumen Zeit, bis ein stationärer Zustand im Oberflächenabflusse eintritt.

IV. Berechnung des Kanalnetzes.

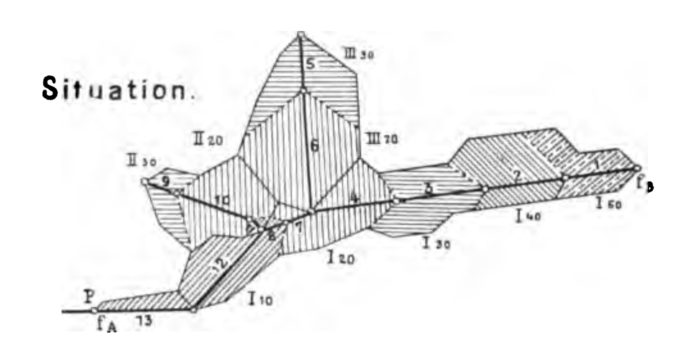
Bei Projektierung eines Kanalnetzes für die Abfuhr von Regenwässern wird man den nachstehend skizzierten Vorgang einzuschlagen haben.

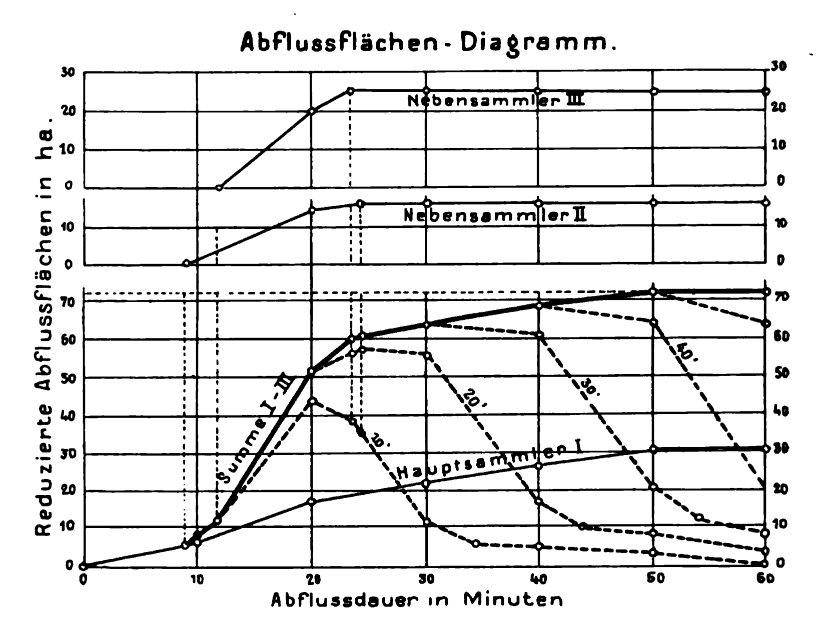
Auf Grundlage einer den örtlichen Bedingungen angepaßten Regenintensitätskurve wird man der Dimensionierung vorerst die Ergiebigkeit eines Regenfalles von der Regendauer $T_R = t_{max.}$ zugrunde legen, da dieser unter allen zu berücksichtigenden länger anhaltenden Regen den größten Kanalabfluß erzeugt. Bei Bestimmung dieser Regendauer ist man allerdings vorerst auf eine Schätzung der zu erwartenden Abflußgeschwindigkeiten angewiesen, doch ist die hierdurch bedingte Ungenauigkeit von nicht allzu großer Bedeutung, da es sich ja doch immer nur um die Feststellung von Grenzwerten handelt und eine allzu fehlerhafte erste Annahme nachträglich immer noch entsprechend korrigiert werden kann. Für die so ermittelte Regenergiebigkeit wird das Netz der Haupt- und Nebensammler dimensioniert und, falls sich aus den hierbei genau bekannt werdenden Werten der Abflußgeschwindigkeit und der größten Abflußzeit eine zu große Abweichung der ersten Annahme gegenüber ergeben sollte, eine entsprechende Korrektur vorgenommen.

Es bleibt sodann noch zu ermitteln, ob die gewählten Profile auch zur Abfuhr der von Regengüssen kurzer Dauer gelieferten Abflüsse genügen, eine Untersuchung, die natürlich nicht nur auf den Endquerschnitt beschränkt bleiben darf, sondern sich zumindest auf alle Vereinigungspunkte von größeren Straßenkanälen und Nebensammlern mit dem Hauptsammler, womöglich aber auch auf alle für Profilwechsel in Aussicht genommenen Punkte zu erstrecken hat.

Der hierbei einzuhaltende Vorgang sei an einem schematischen Beispiele (Fig. 178) erläutert.

Das in der Situation dargestellte Ortsgebiet werde durch den Hauptsammler I, die Nebensammler II und III, sowie eine Anzahl kurzer Straßenkanäle entwässert. Auf Grundlage einer ersten Annahme sei die maximale





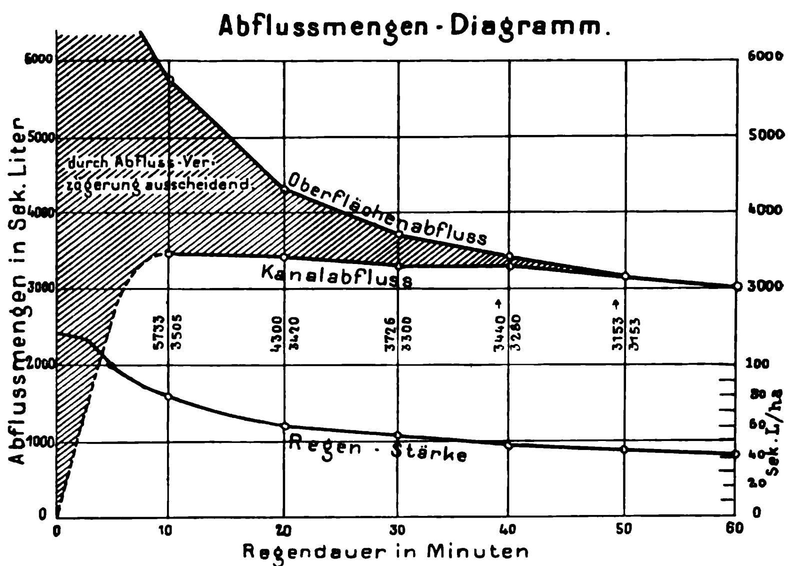


Fig. 178. Situation, Abflußflächen- und Abflußmengen-Diagramm zur Bestimmung der Wirkung der Abflußverzögerung.

Abflußzeit (im Sammler I) auf etwa 50 Minuten abgeschätzt und sei weiter das Kanalnetz auf eine der Regendauer von $T_R = t_{max.} = 50$ Minuten entsprechende sekundliche Abflußmenge von 45 l pro Hektar (nach der Imhoffschen Intensitätskurve) dimensioniert.

Den hierbei angenommenen Profilen und Gefällen mag im Hauptsammler von P bis zur Einmündung des Nebensammlers II eine mittlere Abflußgeschwindigkeit von 2 m/Sek., zwischen den Einmündungen von II und III von 1,5 m/Sek. und oberhalb der Einmündung von III von 0,8 m/Sek. entsprechen. Die Abflußgeschwindigkeit im Sammler II betrage 0,9 m/Sek. jene im Sammler III 1,3 m/Sek. Für die größte Abflußzeit ergibt sich hieraus (vergl. die folgende Tabelle) eine Dauer von 3000 Sekunden, also Übereinstimmung mit der ersten Annahme.

Bezeichnung des Sammlers	Nummer der Sektion	Länge in Meter		Abfluß-geschwindigkeit	Abflußdauer in Sekunden		Fläche des Einzugsgebietes in Hektar		Abflußkoeffizient	Reduzierte Fläche des Einzugsgebietes in Hektar	
		der Sektion	bis P	m/Sek.	der Sektion	bis P	der Sektion	Summe		der Sektion	Summe
I	13	510	510	2,00	255	255	2,130		0,60	1,278	
	12	525	1035	2,00	263	518	4,680		0,60	4,610	
	8	123	1158	1,50	82	600	1,060		0,80	0,856	
	7	136	1294	1,50	91	691	3,660		0,80	2,928	
	4	407	1701	0,80	509	1200	9,730		0,80	7,784	
	3	480	2181	0,80	600	1800	9,670		0,50	4,835	
	2	480	2661	0,80	600	2400	12,420		0,40	4,968	
	1	480	3141	0,80	600	3000	8,150	54,500	0,40	3,260	30,519
II	11	74	1232	0,90	82	600	0,830		0,80	0,664	
	10	540	1772	0,90	600	1200	16,300		0,80	13,040	
	9	225	1997	0,90	250	1450	3,360	74,990	0,60	2,016	46,239
III	6	662	1956	1,30	510	1200	25,080		0,80	20,064	
	5	268	2224	1,30	206	1406	10,720	110,790	0,50	5,360	71,663

Zwecks Untersuchung des Einflusses von kurzen Schlagregen (die hier auf den Punkt P beschränkt bleiben mag) ist es nun notwendig, die Abflußflächen für verschiedene Zeitintervalle, etwa 10, 20, 30, 40, 50 Minuten, zu bestimmen. Die Grenzen derselben lassen sich folgendermaßen auffinden:

Das unterste Stück des Hauptsammlers P bis zur Einmündung des Nebensammlers II hat eine Länge von 1035 m, wird also bei $v = 2$ m/Sek. in 518 Sekunden durchflossen. Dasselbe gehört somit der 10 Minutenabflußfläche ganz an, und erstreckt sich letztere noch auf einen Teil des Einzugsgebietes des zwischen den Einmündungen von II und III gelegenen Abschnittes des Hauptsammlers, der nun mit einer Geschwindigkeit von 1,5 m/Sek. durchflossen wird, nämlich über

$$(600 - 518) \, . \, 1{,}5 = 123 \text{ m},$$

d. i. Sektion 8. Die 10 Minutenfläche reicht somit am Hauptsammler bis in die Entfernung von $1035 + 123 = 1158$ m von P. Aus einer analogen Betrachtung ergibt sich, daß die 20 Minutenfläche über den Einmündungspunkt von III hinausreicht, nachdem die Entfernung zwischen diesem und P bereits in 691 Sekunden durchflossen wird. Die 20 Minutenfläche endet erst rund 407 m stromaufwärts, d. i. in einem Abstande von 1701 m von P. Die Grenzpunkte der Minutenflächen 30, 40, 50 liegen, wie die Tabelle auf Seite 437 zeigt, in Distanzen von 2181, 2662 und 3142 m von P.

Auch der unterste Teil des Einzugsgebietes des Nebensammlers II gehört noch der 10 Minutenfläche an; dieselbe endet erst rund 74 m oberhalb der Einmündung. Die Grenze der 20 Minutenfläche liegt wieder um 540 m weiter entfernt und gehört das ganze Einzugsgebiet dieses Nebensammlers II 1450 Sekunden nach Regenbeginn zur Abflußfläche von P.

Ebenso ergibt sich, daß noch 662 m des Nebensammlers III zur 20 Minutenfläche gehören und daß 1406 Sekunden nach Regenbeginn das ganze Einzugsgebiet von III an der Abflußlieferung bei P Anteil nimmt.

In der Situation sind die auf die einzelnen Zeitintervalle bezogenen Abflußflächen durch gleiche Schraffierung, sowie die den römischen Zahlen beigefügten Indizes kenntlich gemacht und ihre reduzierten Flächen in der Tabelle auf Seite 437 eingetragen.

Bei einem anhaltenden Regen werden demnach nach der 10. Minute die Abflüsse von 6,744 ha am Sammler I und 0,664 ha am Sammler II als von 7,408 ha bei P angelangt sein. Bis zum Ende der 20. Minute erweitert sich dann die Abflußfläche am Sammler I um 10,712 ha, am Sammler II um 13,040 ha, am Sammler III um 20,064 ha, d. i. zusammen 43,816 ha, und umfaßt dann ein Gesamtareal von 51,224 ha. 1406 Sekunden = 23′ 26″ nach Regenbeginn hat die Abflußfläche längs des Sammlers III, nach 1450 Sekunden = 24′ 10″ jene des Sammlers II, endlich nach 3000 Sekunden = 50′ auch jene am Sammler I ihre maximale Ausdehnung erreicht. Bei einem noch länger anhaltenden Regen kann also keinerlei Vergrößerung der Abflußfläche mehr eintreten, es müßte dann, konstante Regenintensität vorausgesetzt, auch das sekundliche Abflußquantum bei P bis zum Regenende unverändert bleiben.

Betrachtet man andererseits einen kurzen Regenfall von z. B. nur 10 Minuten Gesamtdauer, so würden zwar die Zuwüchse, die die Abflußfläche für P von 10 zu 10 Minuten erhält, in gleicher Weise erfolgen wie früher, es werden aber mit Beginn der 11. Minute die Teilabflußflächen I_{10} und II_{10} allmählich wieder aus der Gesamtabflußfläche ausscheiden, so daß letztere nach Schluß der 20. Minute nur die Flächen $I_{20} + II_{20} + III_{20}$ umfassen würde.

Analog würde sich für einen Regen von 20 Minuten Dauer ergeben:

Abflußfläche nach 10 Minuten $I_{10} + II_{10}$,
„ „ 20 „ $I_{10} + II_{10} + I_{20} + II_{20} + III_{20}$,
„ „ 30 „ $I_{20} + II_{20} + III_{20} + I_{30} + II_{30} + III_{30}$ usw. usw.

Diese Verhältnisse sind für das betrachtete Beispiel in der folgenden Tabelle zahlenmäßig zum Ausdruck gebracht und lassen sich dieselben in graphischer Darstellung besonders leicht überblicken.

Regendauer in Minuten	Reduzierte Abflußfläche in Hektar nach Verlauf von Minuten						Mittlerer Oberflächenabfluß sl./ha	Größter Kanalabfluß sl./ha	$\varphi = \frac{\text{Kanalabfluß}}{\text{Oberflächenabfluß}}$
	10	20	30	40	50	60			
10	7,408	**43,381**	12,211	4,986	3,260	—	5733	3505	0,611
20	7,408	51,224	**56,027**	17,179	8,228	3,260	4300	3420	0,795
30	7,408	51,224	**63,435**	60,996	20,439	8,228	3726	3300	0,886
40	7,408	51,224	63,435	**68,403**	64,255	20,439	3440	3280	0,953
50	7,408	51,224	63,435	68,403	**71,663**	64,255	3153	3153	1,000

In Fig. 178 sind die Abflußflächendiagramme der Sammler I, II und III aufgetragen, und zwar gelten Regen- bezw. Abflußdauer als Abszissen, die reduzierten Abflußflächen als Ordinaten. Sammler I liefert schon gleich nach Regenbeginn ($T = 0$) Wasser, während die beiden anderen Sammler erst nach 518 bezw. 691 Sekunden an der Abflußlieferung bei P Anteil nehmen. In den stark gezogenen Linien des Abflußflächendiagramms ist die jeweilige Summe der Abflußflächen I—III dargestellt. Ebenso sind die Differenzflächen für Regen von 10, 20, 30, 40, 50 Minuten Gesamtdauer eingezeichnet, und zwar punktiert. Letztere ergeben sich, wenn man z. B. für 10 Minuten Regen die Ordinate der Summenkurve bei 10 Minuten von jener bei 20 Minuten, und zwar von der Kurve aus nach abwärts abträgt.

In dem gewählten Beispiele zeigt sich, daß sowohl bei Regenfällen von 10 als auch 20 Minuten Gesamtdauer die Ordinaten der Differenzflächen nach Regenende noch eine Weile anwachsen. Erst bei einem 30 Minutenregen tritt mit dem Regenende auch sofort eine Abnahme der Größe der Abflußfläche ein.

Würde man nur Regenfälle gleicher Intensität, aber verschieden langer Dauer miteinander vergleichen, so würde das Abflußflächendiagramm gleichzeitig auch als Abflußmengendiagramm gelten können, da ja dann zwischen Abflußflächen und Abflußmengen direkte Proportionalität besteht. Nicht so, wenn Regen verschiedener Dauer und Intensität in Betracht gezogen und diese beiden Faktoren in das wiederholt angegebene Abhängigkeitsverhältnis zueinander gesetzt werden, wie dies durch die Regenstärkenkurve zum Ausdruck gebracht ist.

Die in diesem Falle auftretenden Verhältnisse sind in Fig. 178 im Abflußflächendiagramm dargestellt, und zwar ist die mit Kanalabfluß bezeichnete Kurve dadurch gewonnen, daß die Maximalordinaten der einzelnen Differenzflächen des Abflußflächendiagramms mit den auf dieselbe Regendauer bezogenen Regenintensitäten (wie dieselben der ebenfalls eingezeichneten Regenstärkenkurve entsprechen) multipliziert und die so erhaltenen maximalen sekundlichen Kanalabflußmengen als Ordinaten zu der betreffenden Regen-

dauer als Abszisse aufgetragen wurden. (Der Kurvenast 0—10 Minuten wurde nur punktiert angedeutet, da dessen Verlauf, wie früher bereits begründet, nur mit einiger Unsicherheit angegeben werden kann.)

Das Abflußdiagramm enthält weiter die Kurve des Oberflächenabflusses, welche sich ergibt, wenn man die Produkte aus der (reduzierten) Fläche des ganzen Einzugsgebietes und den jeder einzelnen Regendauer entsprechenden Regenintensitäten als Ordinaten zur Regendauer als Abszisse aufträgt.

Die zwischen beiden Kurven gelegene Fläche (in Fig. 178 schraffiert) gibt dann ein deutliches Bild von der Wirkung der Abflußverzögerung auf die Herabsetzung des maximalen sekundlichen Kanalabflusses dem Oberflächenabfluß gegenüber. Dieselbe zeigt insbesondere die schon früher hervorgehobene Tatsache, daß diese Herabminderung im engsten Abhängigkeitsverhältnis zur Regendauer steht.

In diesem Beispiele, das ungefähr die Verhältnisse eines Ortes mit einem dicht bebauten Kerne und einem langen, schwächer besiedelten Ausläufer darstellt, zeigt sich, daß der Hauptsammler bei P durch kurze, heftige Regengüsse sogar etwas stärker beansprucht werden würde (3500 sl.), als durch jene länger anhaltenden und daher auch schwächeren Regen, für die überhaupt keine Abflußverminderung durch Abflußverzögerung mehr eintritt (3150 sl.), trotzdem für Schlagregen eine ganz erhebliche Reduktion des sekundlichen Kanalabflusses dem Oberflächenabfluß gegenüber eintritt. (Für 10 Minutenregen ca. 61 $^0/_0$; diese Verhältniszahlen sind in der Tabelle auf Seite 439 eingetragen und würden dem Verzögerungskoeffizienten für verschiedene Regenlängen entsprechen.)

Von verschiedenen Autoren wurde in letzter Zeit eine Reihe von graphischen Verfahren ausgearbeitet, um die Ermittelung der Wirkung der Abflußverzögerung auf dem eben beschriebenen Wege, der zuerst von Prof. A. Frühling angegeben wurde, auch in der Massenarbeit einfach und möglichst übersichtlich zu gestalten, und muß diesbezüglich auf die betreffenden Originalarbeiten verwiesen werden.[1])

Man hat früher versucht, das Mengenverhältnis zwischen Niederschlag und Abfluß durch eine einfache Formel zum Ausdruck zu bringen.

Bürkli-Ziegler setzte:

$$A = \psi \,.\, R \,.\, \sqrt[4]{\frac{G}{F}},$$

wobei der Abflußkoeffizient $\psi = 0{,}5$, ferner für R die Regenmenge in Sek.-Liter pro Hektar, für G das durchschnittliche Kanalgefälle in Promille, für F die Fläche des Einzugsgebietes in Hektar einzuführen ist.

[1]) A. Frühling, Handbuch der Ingenieurwissenschaften III, 4. Bd., 1. Hälfte. — E. Bodenseher, Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereins, LII. Jahrg. (1900), No. 16. — Th. Heyd, Gesundheitsingenieur, XXVIII. Jahrg. (1905), No. 2 und 13. — Derselbe, Die Kanalisierung von Oppau, München 1906. — W. Krawinkel, Gesundheitsingenieur, XXVIII. Jahrg., No. 13 und 16. — H. Kayser, Technisches Gemeindeblatt VIII (1905/06), No. 6 und 7. — M. Vicari, Technisches Gemeindeblatt X (1907/08), No. 3.

Diese Formel wurde später durch Baumeister vereinfacht in:

$$A = \psi \, . \, R \, . \, \frac{1}{\sqrt[4]{F}} = \psi \, . \, R \, . \, \varphi,$$

wobei allgemein: $\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$.

Brix setzt:

$$A = \psi \, . \, R \, . \, \frac{1}{\sqrt[6]{F}}.$$

Von anderen Autoren wird die fallweise Änderung des numerischen Wertes des Wurzelexponenten n empfohlen, so z. B. von Imhoff:

$n = 4$ bis $n = 5$: für langgestreckte Gebiete mit schwachem Gefälle;
$n = 6$: für mittlere Verhältnisse, d. i. bei Gebieten, die etwa so lang als breit sind und deren Gefälle eine mittlere Abflußgeschwindigkeit von ca. 1,2 m/Sek. im Kanal erzielen läßt;
$n = 8$: für mehr kreisförmige Gebiete mit großem Gefälle.

Tabelle des Koeffizienten $\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$.

Fläche in Hektar	$n = 4$	$n = 5$	$n = 6$	$n = 7$	$n = 8$
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	0,67	0,73	0,77	0,80	0,82
10	0,56	0,63	0,68	0,72	0,75
20	0,47	0,55	0,60	0,65	0,69
40	0,40	0,48	0,54	0,59	0,63
60	0,36	0,44	0,51	0,56	0,60
80	0,33	0,42	0,48	0,53	0,58
100	0,31	0,40	0,46	0,52	0,57
150	0,29	0,37	0,43	0,49	0,54
200	0,27	0,35	0,41	0,47	0,52

Nach den früheren Ausführungen ist wohl unmittelbar klar, daß derlei einfache Formeln, welche nur der Größe des Niederschlagsgebietes direkt Rechnung tragen, seine Form und die damit bedingte Mannigfaltigkeit in der Anordnung des Kanalnetzes, sowie die den verschiedenen Gefällswerten und Kanalprofilformen entsprechende Abflußgeschwindigkeit kaum schätzungsweise zu berücksichtigen gestatten, die heute an eine Kanalisationsanlage zu stellenden strengeren Anforderungen unmöglich befriedigen können. Insbesondere fehlt diesen Formeln jegliches Kriterium bezüglich der Regendauer, für welche eine Abflußverminderung infolge Abflußverzögerung überhaupt noch in Anrechnung gebracht werden darf, und muß daher zu äußerster Vorsicht beim Gebrauche dieser häufig verwendeten Formeln geraten werden.

In der auf das früher angeführte Beispiel Bezug nehmenden Tabelle auf Seite 439 sind die Verhältniswerte von Kanalabfluß zu Oberflächenabfluß für die Regenfälle verschieden langer Dauer berechnet. Es zeigt sich, daß für dieses 110 ha umfassende Niederschlagsgebiet selbst für kurze Regendauer (10 Minuten) der Verzögerungskoeffizient nicht unter 0,6 herabgeht, während derselbe bei Verwendung der Verzögerungsformel mit $n = 8 : 0{,}56$, bei $n = 6 : 0{,}47$ und bei $n = 4 : 0{,}32$ betragen würde. Die hieraus berechneten Kanaldimensionen würden sonach unbedingt zu klein ausfallen; für länger anhaltende Regen würden sich die Verhältnisse noch weit ungünstiger gestalten.

1. Tiefenlage der Kanäle.

Mischkanäle sowie die Brauchwasserleitungen bei der Trennkanalisation sind so tief anzulegen, daß auch die Keller in dieselben frei entwässern können oder doch zumindest selbst bei den höchsten Kanalwasserständen ein Austritt von Kanalwasser in die Kellerräumlichkeiten, sowie ein länger anhaltender Rückstau in die Hauswasserableitungen unterbleibt. Die Regenwasserkanäle des Trennsystems können seichter angelegt werden. Vielfach wird auch das zur Entwässerung tief gelegener Hofflächen und Hintergebäude erforderliche Gefälle für die Tiefenlage der Straßenkanäle und Sammler maßgebend. Jene Strecken der Hauptsammler, welche nicht mehr zur Aufnahme der Abwässer, sondern lediglich zur Weiterleitung derselben nach dem Vorfluter oder der Reinigungsanlage dienen, erhalten meist eine flachere Lage und können, wenn dieselben durch unbesiedelte Gebiete führen, oftmals sogar als offene Leitungen ausgeführt werden.

2. Gefälle der Kanäle.

Die Gefällsverhältnisse der Kanäle sind zumeist schon durch die an verschiedenen Punkten erforderliche Tiefenlage der Höchstwasserspiegel, sowie die Niveauverhältnisse des Vorfluters bestimmt. Wo keinerlei Beschränkung vorliegt, folgt man dem Gefälle der Straßenzüge. Für die kleineren Kanalprofile sind nach Frühling folgende Gefällsgrenzen einzuhalten:

bei Hauskanälen von 15 cm Lichtweite . . . . . 1:20—1:50,
bei Straßenkanälen bis 30 cm Lichtweite . . . . . 1:30—1:150,
bei Straßenkanälen von 30—60 cm Lichtweite . . . 1:50—1:200.

Bei bekriechbaren und begehbaren Kanälen können die Gefälle noch weiter herabgesetzt werden, namentlich dann, wenn die Kanalstrecken selbst schon konstant größere Wassermengen führen oder Gelegenheit zu reichlicher Spülung gegeben ist. Allgemein ist jedoch danach zu streben, bei voller Wasserführung mit der Wassergeschwindigkeit die untere Grenze von 50 bis 60 cm und die obere Grenze von etwa 2 m nicht wesentlich zu überschreiten, eine Forderung, der sich neben der Einhaltung entsprechender Gefälle, besonders auch durch die Wahl zweckmäßiger Profilformen Rechnung tragen läßt.

3. Wahl der Profilform der Kanäle.

Bei Profilierung der Kanäle muß man sich stets vor Augen halten, daß in denselben wechselnde Mengen einer mit Schwimm-, Schwebe- und Sink-

stoffen stark beladenen Flüssigkeit abzuführen sind. Es muß demnach das Streben darauf gerichtet werden, auch bei kleiner Wasserführung noch eine zur Hintanhaltung von Sinkstoffablagerung hinreichende Geschwindigkeit, sowie eine das Weitertreiben der Schwimmstoffe ermöglichende Schwimmtiefe von mindestens 3—5 cm zu erzielen. Beiden Forderungen vermochten die früher zumeist mit flacher Sohle angelegten Kanäle nicht zu genügen und sind dieselben durch die kreisrunden und eiförmigen Querschnitte für kleinere Abflußmengen, sowie die Profiltypen mit einer eigenen, stark gekrümmten Sohlenrinne zur Zusammenhaltung der Niederwässer für große Kanäle verdrängt worden.

Zur Berechnung der Abflußgeschwindigkeit[1]) in den Kanälen wird die Formel:

$$v = c \, . \sqrt{R \, . \, J}$$

verwendet und der Koeffizient c derzeit fast allgemein nach der sogen. „abgekürzten" Kutterschen Formel:

$$c = \frac{100 \sqrt{R}}{n + \sqrt{R}}$$

unter Einführung des Zahlwertes:

$$n = 0{,}35$$

berechnet. Die sich hieraus ergebenden Werte für c stimmen fast vollkommen mit jenen überein, die sich aus der weniger handlichen älteren Formel von Ganguillet und Kutter:

$$c = \frac{\frac{1{,}00}{n} + 23 + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}0015}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

für $n = 0{,}14$ und Gefälle $\gtreqless 0{,}001$ ergeben. Aus dem Graphikon (Fig. 179) kann der nach der älteren Formel berechnete Koeffizient c direkt abgegriffen werden.

Eine Abstufung des Wertes von n mit Rücksicht auf die Rauhigkeit der verschiedenen zur Herstellung der Kanäle verwendeten Materialien kann entfallen, da die unvermeidliche Bildung eines die Kanalwand bedeckenden schleimigen Überzuges, der sogen. „Sielhaut", die spezifischen Rauhigkeitsverhältnisse nach kurzer Betriebszeit in den Hintergrund treten läßt.

Zur Erleichterung der Dimensionierung der Kanäle ist auf Tafel XXII ein Graphikon für kreisförmige und eiförmige Profile aufgestellt, aus dem sich die Wassergeschwindigkeiten und Wassermengen für die verschiedenen Rohrkaliber und Gefälle, und zwar bei voll fließenden Leitungen, unmittelbar ablesen lassen.

---

[1]) Die Beziehungen zwischen Profilform, Gefälle, Abflußgeschwindigkeit und Abflußmenge wurde bereits im Abschnitte „Hydrometrie" im I. Bande dieses Handbuches besprochen.

Mit Hilfe der in den Fig. 180 und 181 gegebenen Diagramme ist es ferner möglich, Wasserführung und Wassergeschwindigkeit bei jedem beliebigen Füllungsgrade der Kreiskanäle und Eikanäle mit einem für praktische Zwecke vollkommen hinreichenden Genauigkeitsgrade aus den entsprechenden Werten für das vollfließende Profil abzuleiten. Der Gebrauch der Diagramme wird durch nachstehende Beispiele erläutert.

1. Ein Kreiskanal mit 500 mm Durchmesser ist im Gefälle von 1 : 100 verlegt; bei welcher Füllhöhe und Abflußgeschwindigkeit vermag derselbe eine Wassermenge von 250 sl. abzuführen?

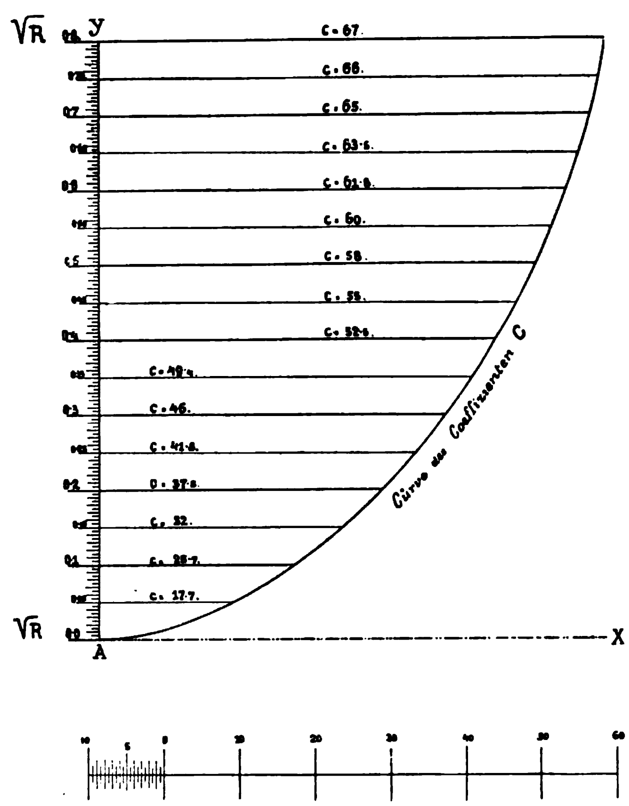


Fig. 179. Graphikon für den Rauhigkeits-Koeffizienten *C*.

Nach dem Graphikon auf Tafel XXII führt das volllaufende Profil 350 l mit einer Geschwindigkeit von 1,75 m/Sek. Da nur 250/350 = 0,71 dieser Wassermenge zum Abflusse kommen sollen, ergibt das Diagramm (Fig. 180) an der Wassermengenkurve eine relative Füllung von 0,62 der Profilhöhe, also 500 . 0,62 = 310 mm. Die zugehörige Wassergeschwindigkeit beträgt rund das 1,08fache derjenigen des vollfließenden Querschnittes, d. i. 1,75 . 1,08 = 1,89 m/Sek.

2. Ein Eikanal 105/70 cm, der bei einem Gefälle von 5 ‰ und bei Trockenwetterabfluß eine Wassertiefe von 25 cm aufweist, soll durch einen Notauslaß so weit entlastet werden, daß derselbe unterhalb des letzteren nur

noch die mit der vierfachen Regenmenge verdünnte Brauchwassermenge abführt. Wie groß ist dann die Füllhöhe? Der Kanal führt volllaufend nach dem Graphikon auf Tafel XXII 1000 sl. bei 1,45 m Geschwindigkeit. Bei Trockenwetterabfluß, d. i. bei einer Füllhöhe von 25 cm bezw. 25/105 = 0,238 der Profilhöhe, ergibt sich nach dem Diagramm (Fig. 181) eine Leistung von 10 % der vollen Kapazität, d. i. 100 sl. Bei Regenwetter soll unterhalb des Notauslasses die fünffache Wasserführung, d. i. 500 sl. bezw. 50 % der Leistung bei voller Füllung, herrschen. Hierfür ergibt das Diagramm eine

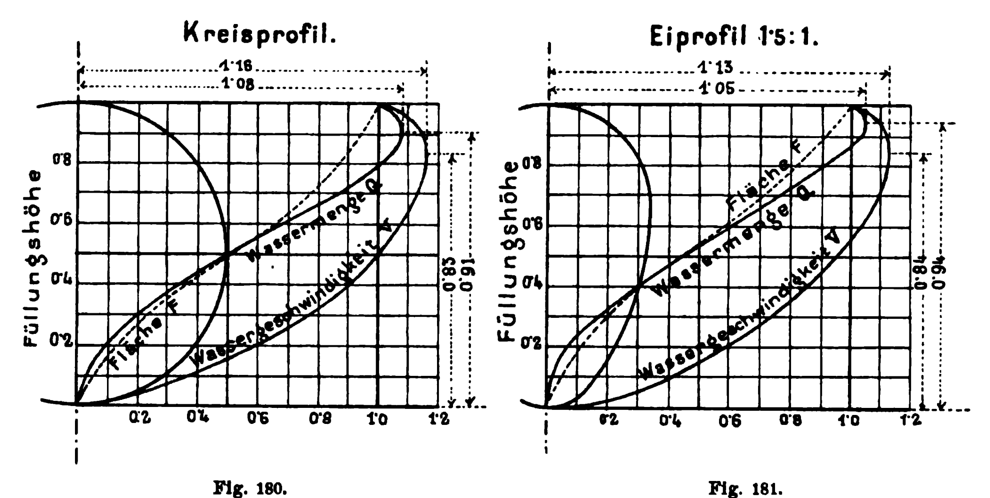


Fig. 180. Fig. 181.

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Füllungshöhe, Wassergeschwindigkeit und Wassermenge in teilweise gefüllt fließenden Kreis- und Eikanälen.

relative Füllung von 0,53 der Profilhöhe, d. i. 1,05 . 0,53 = 55,6 cm Wassertiefe. Dem entspricht eine Abflußgeschwindigkeit von 1,45 . 0,79 = 1,40 m/Sek.

V. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle.

Die Kanäle mit kleinen Lichtweiten werden fast durchweg aus fabriksmäßig angefertigten Steinzeugröhren (glasierten Tonröhren) und Zementröhren, größere Kanäle aus Stampfbeton und Ziegel- (Backstein-) Mauerwerk hergestellt. Bruchsteine finden zumeist nur als einzelne Werksteine an den der Abnützung besonders ausgesetzten Stellen Verwendung. Die lange Zeit hindurch gehegte Befürchtung, daß reiner Zement und Zementbeton den chemischen und mechanischen Angriffen des Abwassers keinen genügenden Widerstand entgegenzusetzen vermöchte, hat sich als unbegründet erwiesen. Vorzügliches Material und aufmerksame Arbeit vorausgesetzt, können sowohl Zement als Beton der Einwirkung normal zusammengesetzter Abwässer unbedenklich direkt ausgesetzt werden. Industriewässer mit einem etwa 1 ‰ übersteigenden Gehalt an freier Säure, sowie einer höheren Temperatur als etwa 45—50° C. müssen allerdings von der Einleitung in die Kanäle entweder ganz ausgeschlossen werden oder zumindest einer Neutralisation bezw. Abkühlung unterworfen werden. Vielfach werden die in Stampfbeton herzustellenden Kanäle mit Sohlstücken oder Schalen aus glasiertem Steinzeug ausgekleidet, welch letztere

dann bis über das Niveau der normalen Brauchwasserführung emporzuziehen sind. Diese Ausführungsweise bildet einen wirksamen Schutz gegen die Angriffe des bei starker Strömung mitgerissenen Sandes (Fig. 182).

Steinzeugröhren werden als Muffenröhren in Baulängen von 1 m und 70 mm Muffenlänge von den meisten Fabriken bis zu Durchmessern von 600 mm als Lagerware erzeugt. Zur Vermittlung des Überganges zwischen verschiedenen Durchmessern dienen Reduktionsstücke, für Richtungsänderungen Bogenröhren mit Zentriwinkeln von 90, 60, 45, 30 und 15°. Für die Einleitung von Nebenkanälen kommen einfache oder doppelte Zweigröhren in Verwendung und sind die schiefen Abzweigungen den normalen unbedingt vorzuziehen. Fassonröhren erhalten meist Baulängen von 60 cm. In neuerer Zeit werden auch Steinzeugröhren mit elliptischem und eiförmigem Querschnitte angefertigt, dieselben sind aber zufolge der Schwierigkeiten der Herstellung, namentlich des Verziehens beim Brennen, wesentlich teuerer als Kreisröhren.

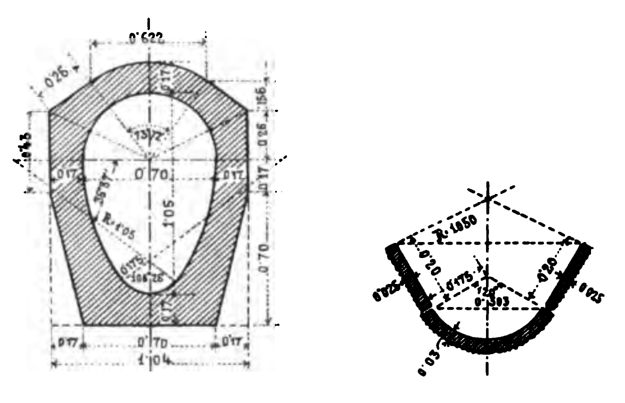


Fig. 182. Eikanal aus Stampfbeton mit Steinzeugschalen.

Die Verbindung der Steinzeugröhren erfolgte früher zumeist mit Hanfstrick und Lehmausstampfung der Muffe. Die geringe Widerstandsfähigkeit dieser Materialien gegen wiederholten Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit sowie die vollständige Zerstörung der Dichtung durch den geringsten inneren Überdruck haben zum gänzlichen Aufgeben dieser Dichtungsart geführt. Auch die Dichtung mit Zementmörtel hat sich nicht voll bewährt, denn abgesehen davon, daß durch Verwendung minderwertiger Zemente oder nicht vollkommen reinen Sandes ein Zersprengen der Muffe zu befürchten ist, wird bei gelungener Dichtung der Rohrstrang zu einem unnachgiebigen Ganzen, das bei der geringsten Setzung einen Rohrbruch herbeiführen kann. Die beste Dichtung erfolgt unter Verwendung von Asphaltkitt, einer Mischung von Asphalt, Goudron und Teer. Dieselbe wird ähnlich wie die Bleidichtung von gußeisernen Wasserleitungsröhren ausgeführt. In die Muffe wird zuerst ein geteerter Hanfstrick mit dem Dichteisen fest eingestampft und nach Anbringung eines Lehmwulstes oder eines Gießringes der heiße Asphaltkitt in dünnflüssigem Zustande eingegossen. Es gibt auch Vorrichtungen, welche ermöglichen, den Hanfstrick, der in Berührung mit den Abwässern leicht der Zerstörung durch Fäulnis unterliegt, ganz wegzulassen. Der zu diesem Zwecke viel verwendete Beinhauersche Apparat besteht aus einem zylindrischen Luftkissen, das unter den Stoß geschoben und aufgepumpt die Fuge nach innen vollkommen dicht schließt und so ein Eindringen des flüssigen Dichtungsmateriales in das Rohrinnere hindert.

Der Bedarf an Asphaltkitt beträgt ungefähr (nach A. Frühling) pro Verbindungsstelle:

Rohrweite in Millimeter . . .	150	200	250	300	350	400	450	500	600
Kittbedarf in Kilogramm . .	1,0	1,2	1,5	2,0	3,5	5,0	7,7	9,0	10,0

Der Preis des Asphaltkittes beträgt ca. . . . 7—8,5 K ö. W. pro 100 kg.
Der Preis der geteerten Hanfstricke ca. . . . 50—55 K ö. W. pro 100 kg.

(Siehe die Tabellen auf Seite 448.)

Zementröhren werden sowohl mit kreisförmigem als auch eiförmigem Querschnitte fabriksmäßig hergestellt. Die Kreisröhren werden teils dickwandig aus reinem Zement, teils dünnwandig mit Eiseneinlagen angefertigt. Gerade Röhren erhalten Baulängen von 1 m, Fassonröhren (Verjüngungsstücke, Bogenstücke, Abzweigröhren) 60 cm Baulänge. Die starkwandigen Röhren erhalten zur besseren Auflagerung in der Baugrube eine ebene Sohle. Ihre Verbindung erfolgt mit Halbfalz, als Dichtungsmittel dient Zementmörtel. Bei Ausführung der Dichtung ist darauf zu achten, daß die zu verbindenden Rohrenden gut angenäßt werden. Der in das Innere der Röhren quellende Mörtel ist sorgfältig glatt zu streichen und die Fuge außen mit einem Zementwulst zu umgeben.

Die dünnwandigen Röhren mit Eiseneinlagen werden teils als Muffenröhren (Zisselerröhren), teils mit glatten Enden ausgeführt (Monierröhren, Bonnaröhren mit Profileiseneinlagen) und dann mit Überschubmuffen verbunden. Vielfach sind besondere Unterlagsstücke zur Sicherung der Rohrverbindung gebräuchlich.

Eine besondere Type von Zementröhren hat Stadtbaurat Metzger-Bromberg für die Zwecke der Trennkanalisation eingeführt. Dieselben bestehen aus zu einem einzigen Körper vereinigten Doppelleitungen, von denen die größere (obere) der Ableitung der Regenwässer, die kleinere (untere) zur Schmutzwasserableitung dient.

(Siehe die Tabellen auf Seite 449 und 450.)

Die in der Baugrube aus Ziegelmauerwerk oder Stampfbeton hergestellten Kanäle erhalten vielfach Sohlstücke aus Steinzeug oder Stampfbeton, sowie aus denselben Materialien angefertigte Scheitel- oder Seiteneinlaßstücke zum Anschlusse von Rohrkanälen. Betoneisenkonstruktionen eignen sich besonders bei Ausführungen auf wenig tragfähigem Untergrunde, sowie bei beschränkter Konstruktionshöhe.

Das in die wiederverfüllte Baugrube zusitzende Grundwasser findet zumeist schon längs der äußeren Kanalwandung hinlängliche Abflußmöglichkeit. Bei stärkerem Grundwasserandrange und überall dort, wo eine dauernde Tieferlegung des Grundwasserspiegels angestrebt wird, werden Drainröhren oder gelochte Steinzeugröhren längs der Kanalsohle oder unter derselben verlegt. Eine Einleitung der gesammelten Grundwässer in den Kanal darf nur so vorgenommen werden, daß nicht auch umgekehrt Kanalwasser in den Untergrund austreten kann. Dies kann dadurch bewerkstelligt werden, daß die Sickerröhren an gedichtete Tonrohrleitungen angeschlossen, letztere all-

Glasierte Steinzeugröhren[1]) (vollwandig).

Gerade Röhren mit festen Muffen.

Lichter Rohrdurchmesser in Millimeter	50	75	100	125	150	175	200	225	250	300	350	400	450	500	600
Querschnittsfläche in Quadratdezimeter	0,19	0,44	0,78	1,23	1,76	2,40	3,14	3,97	4,90	7,06	9,62	12,56	15,90	19,63	28,27
Fleischstärke in Millimeter	18	19	20	20	21	21	22	23	23	28	28	30	33	33	35
Gewicht pro lfd. m in Kilogramm	10,2	13	18	22	28	34	37	42	49	64	80	95	114	129	170
Preise pro Meter Baulänge	1,20	1,50	2,00	2,40	3,00	3,10	4,40	5,20	6,00	8,00	10,40	13,20	16,20	19,80	30,00

Preise der Fassonstücke in Kronen ö. W.

Lichter Durchmesser in Millimeter	50	75	100	125	150	175	200	225	250	300	350	400	450	500	600
Reduktionsstücke	0,60	0,75	1,00	1,30	1,60	2,00	2,20	2,45	2,90	4,20	5,60	7,30	8,00	10,00	15,00
Bogen und Kniestücke	0,90	1,20	1,50	1,80	2,30	2,70	3,10	3,60	4,20	6,00	11,20	14,10	16,00	20,00	30,00
Einfache Zweigröhren	1,80	2,00	2,50	2,90	3,80	4,60	5,40	6,20	7,20	10,00	14,20	17,00	18,70	25,30	33,00
Doppelte Zweigröhren	2,30	2,50	3,40	4,00	5,20	6,20	7,20	8,00	9,20	12,60	19,00	22,60	27,00	36,80	47,50

[1]) Nach dem Preisblatte der Tonwarenabteilung der Niederösterreichischen Eskompte-Gesellschaft, Wien.

Zementröhren mit kreisförmigem Querschnitt.

Lichtweite in Millimeter	75	100	125	150	175	200	225	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
Fläche des Durchflußprofiles in Quadratdezimeter	0,44	0,78	1,23	1,76	2,40	3,14	3,97	4,90	7,06	9,62	12,56	15,90	19,63	28,27	38,46	50,26	63,61	78,53
Wandstärke in Millimeter: Kämpfer	22	23	24	25	29	32	35	38	43	48	52	56	59	63	68	78	85	90
Wandstärke in Millimeter: Scheitel	22	23	24	25	29	32	35	38	43	48	52	56	59	75	90	100	120	130
Gewicht pro lfd. m in Kilogramm	17	21,5	26	36	46,5	56	71	86	124	150	200	225	275	389	500	620	750	950
Preise[1]) pro Meter Baulänge in Kronen ö. W.	0,90	1,00	1,20	1,70	2,00	2,30	2,60	2,90	3,60	4,80	6,00	7,20	8,40	9,60	14,50	18,00	21,00	24,00

Zementröhren mit eiförmigem Querschnitt.

Lichtweite in Millimeter	300/200	375/250	450/300	525/350	600/400	725/500	900/600	1050/700	1200/800	1350/900	1500/1000
Fläche des Durchflußprofiles in Quadratdezimeter	4,59	7,17	10,32	13,06	18,36	27,76	41,31	56,22	72,44	99,69	115,03
Wandstärke in Millimeter: Kämpfer	38	45	45	52	60	68	83	88	103	110	115
Wandstärke in Millimeter: Scheitel	38	45	53	60	70	85	115	125	150	155	170
Gewicht pro lfd. m in Kilogramm	96	130	158	218	305	470	625	750	900	1150	1400
Preise[1]) pro Meter Baulänge in Kronen ö. W.	3,00	4,30	5,30	6,60	8,10	12,00	14,40	19,20	22,80	28,80	36,00

Zement-Doppelröhren für Trennkanalisation (nach Metzger).

Regenwasserprofil:		Schmutzwasserprofil:			Gewicht	Preis[1])	Regenwasserprofil:		Schmutzwasserprofil:			Gewicht	Preis[1])
Durchmess. mm	Fläche dm²	Breite mm	Höhe mm	Fläche dm²	pro Meter Baulänge		Durchmess. mm	Fläche dm²	Breite mm	Höhe mm	Fläche dm²	pro Meter Baulänge	
300	7,07	225	200	3,30	246	8,50	700	38,46	450	277	9,03	970	27,50
450	12,57	275	200	3,91	382	12,00	800	50,26	520	325	12,40	1150	32,50
500	19,63	320	200	4,52	510	15,50	900	63,62	600	370	16,30	1406	40,00
600	28,28	390	240	6,52	751	23,00							

[1]) Preise nach H. Joly, Technisches Auskunftsbuch für das Jahr 1907.

Zementröhren mit Eiseneinlage, System Zisseler.[1]

Lichtweite in Millimeter	80	100	125	150	175	200	225	250	300	400	500	600	800	1000
Wandstärke in Millimeter	10	12	14	15	16	17	18	20	22	26	32	36	45	50
Gewicht pro lfd. m in Kilogramm	8	12	15	22	24	28	38	44	53	84	120	158	290	340
Preis pro lfd. m Baulänge in Kronen ö. W.	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	6,00	8,50	11,00	13,50	24,00	34,00
Preis innen mit Asphalt-Anstrich	1,70	2,20	2,80	3,40	4,00	4,60	5,20	5,80	7,00	9,70	12,50	15,30	26,50	37,00
Preise der Rohrunterlagsstärke pro Stück	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,30	0,35	0,45	0,55	0,75	1,00	1,25

Monierröhren mit kreisförmigem Querschnitt.

Lichtweite[2]) in Millimeter	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
Wandstärke in Millimeter	18	20	22	24	26	21	30	33	36	39	42	45	48	51	50	55	60
Gewicht pro lfd. m in Kilogramm	32	44	55	77	88	113	123	175	193	244	307	370	445	491	507	526	700
Preis[3]) pro lfd. m in Kronen ö. W.	3,10	3,40	4,50	5,40	6,00	6,60	7,80	10,80	13,80	16,20	19,20	22,80	29,40	33,00	36,00	43,20	48,60

Monierröhren mit eiförmigem Querschnitt (mit Unterlage).

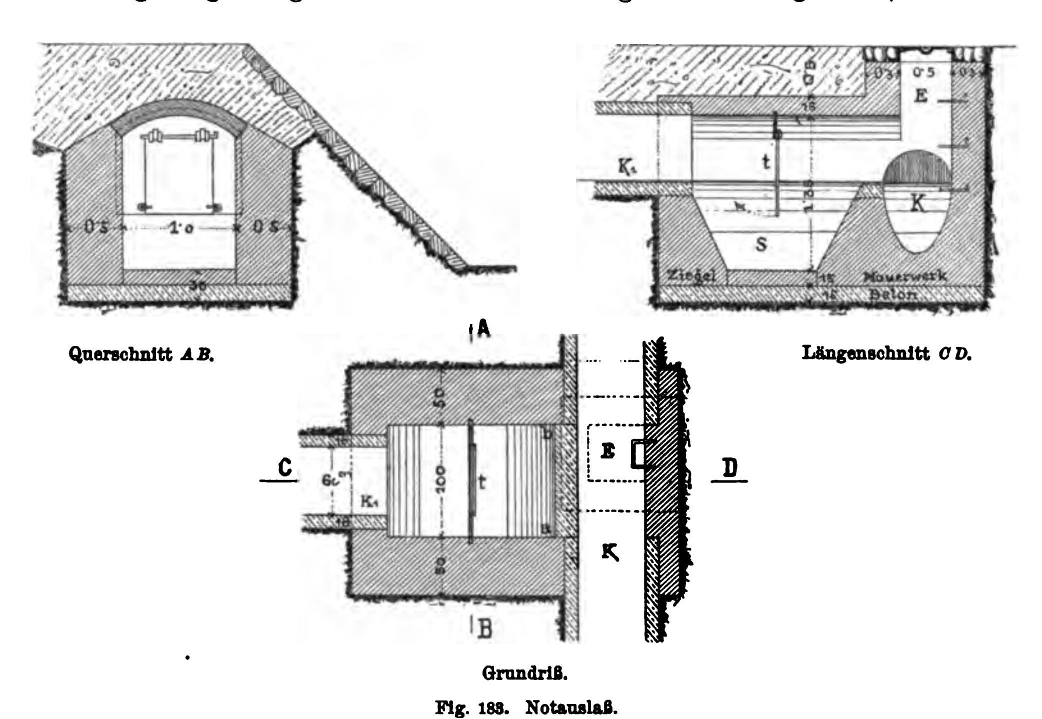
Lichtweite in Millimeter	300/200	375/250	450/300	525/350	600/400	750/500	900/600	1050/700	1200/800	1350/900	1500/1000
Wandstärke in Millimeter	18	20	22	24	27	31	35	40	45	53	60
Gewicht pro lfd. m. in Kilogramm	42	57	77	96	109	165	209	267	345	453	549
Preis[3]) pro lfd. m in Kronen ö. W.	3,60	4,80	6,50	7,20	7,80	10,80	15,00	19,20	26,50	36,00	43,20

[1]) Nach dem Preisblatte der Zementwarenfabrik Adolf Baron Pittel, Weißenbach a. d. Triesting, N.-Ö.
[2]) Die Lichtweiten 200—600 mm mit Muffen, 700—1500 mit Unterlagen.
[3]) Preise nach H. Joly, Technisches Auskunftsbuch für das Jahr 1907.

mählich hochgeführt und nach Erreichung des entsprechenden Niveaus über dem höchsten Kanalwasserspiegel zum Ausgießen gebracht werden.

VI. Notauslässe und Regenüberfälle.

Da bei Dimensionierung der Sammler nicht auf die größten Niederschläge Rücksicht genommen werden kann, sind dieselben mit Einrichtungen zu versehen, welche bei größerem Wasserandrange eine wirksame Entlastung nach einem offenen Vorfluter gestatten. Vielfach werden derartige Entlastungsanlagen sogar schon für normale Regenabflüsse zugelassen, sobald



Grundriß.

Fig. 188. Notauslaß.

durch dieselben nur ein den Verhältnissen des Vorfluters angemessenes Verdünnungsverhältnis, das sich zumeist zwischen 1 : 2—1 : 6 bewegt, erreicht ist.

Die Notauslässe werden mit von der Hand zu betätigenden Schieberverschlüssen und Abschlußtüren oder mit Rückstauklappen ausgestattet, die durch Gewichte so ausbalanziert sind, daß sie sich erst nach Erreichung eines bestimmten Überdruckes öffnen, hingegen bei höheren Außenwasserständen ein Einströmen des Wassers in den Kanal hindern.

Die Regenüberfälle werden zumeist nach Art der Streichwehre angeordnet und können als vollkommene oder unvollkommene Überfälle wirken. Auch im letzteren Falle sollte der Wasserspiegel des Vorfluters auch bei höheren Wasserständen noch tiefer gelegen sein als die Überfallskante. Läßt sich dies nicht erzielen, so muß der Überfall mit beweglichen Aufsätzen ausgestattet oder der Ablaufkanal durch Schieber oder Klappen vor dem Rück-

stau aus dem Vorfluter geschützt werden. Nachdem die Kulmination des Kanalwasserabflusses wohl nur ausnahmsweise mit den Hochwasserständen im Vorfluter zusammenfällt, kann dann trotz hoher Lage des letzteren zumeist noch eine hinlängliche Entlastung erzielt werden. Die durch den Regenauslaß abzuführenden Wassermengen, sowie dessen Laufzeit lassen sich an der Hand der Abflußdiagramme unschwer bestimmen. Die Dimensionen des Überfalls sind nach den bekannten Formeln für Überfall- bezw. Grundwehre zu berechnen (Fig. 183).

VII. Einsteigschächte und Lampenlöcher.

An allen Vereinigungsstellen von Kanälen, bei Richtungsänderungen und Gefällsbrüchen, event. auch in der kurrenten Kanalstrecke sind Einsteigschächte anzuordnen, deren gegenseitiger Abstand 100 m nicht überschreiten darf, und sollten dieselben nur bei sehr beschränkten Raumverhältnissen durch Lampenschächte ersetzt werden. Die Schächte müssen in ihrem unteren Teile Lichtweiten von mindestens 1 m erhalten und dieses Ausmaß auf Manneshöhe beibehalten, um den Arbeitern ein Aufrechtstehen und freie Hantierung zu ermöglichen. Nach oben können sich die Schächte dann konisch oder treppenförmig verengen, um die Anbringung eines massiven, gut schließenden Schachtdeckels zu erleichtern. Die Schächte erhalten kreisrunden oder quadratischen Querschnitt und werden die Wände in Mauerwerk, Stampfbeton oder aus fabriksmäßig erzeugten Schachtringen aufgeführt. Die Sohle wird meist nachträglich einbetoniert, da sich bei dieser Ausführungsweise die rinnnenförmige Fortsetzung der angeschlossenen Kanalprofile am leichtesten durchführen läßt, denn es ist nicht empfehlenswert, die Schachtsohle tiefer zu legen als die Kanalsohle und hierdurch diese zahlreichen Objekte als oft zu reinigende Schlammfänge wirken zu lassen. Für den Einstieg sind Steigeisen den Leitern vorzuziehen. Bei Kanälen mit großer Wasserführung muß der Einsteigschacht seitlich von der Kanalachse angeordnet werden und unten mit einer über dem Niveau des Trockenwetterabflusses angelegten Plattform enden.

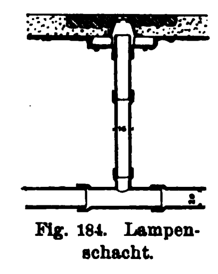


Fig. 184. Lampenschacht.

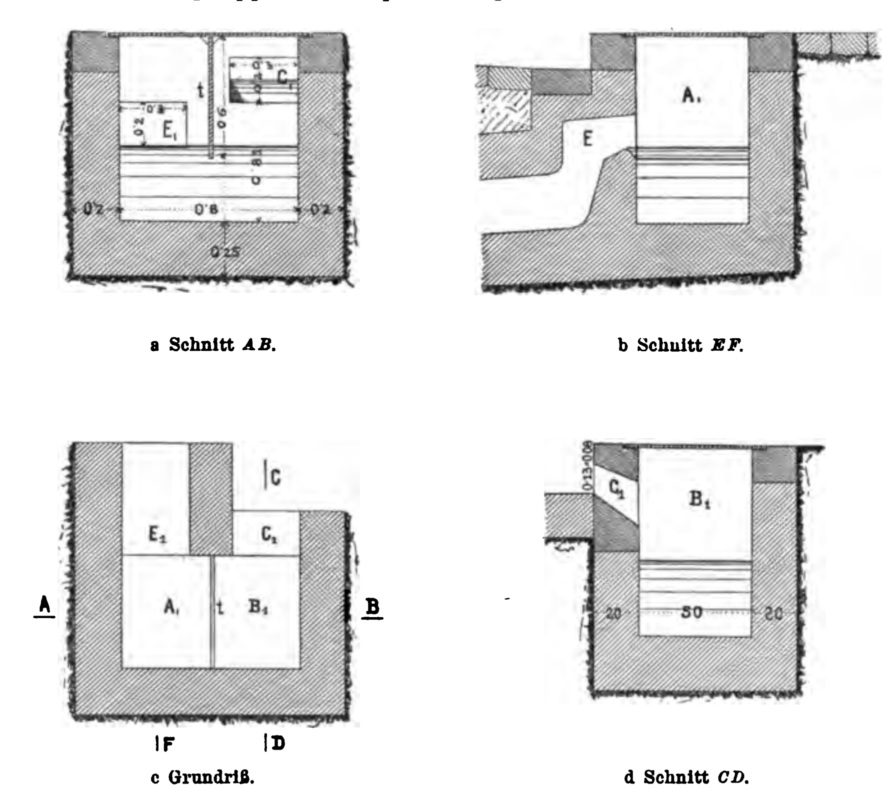
Lampenschächte bestehen aus einfachen, auf den Scheitel der Rohrkanäle aufgesetzten, vertikal nach aufwärts geführten Steinzeugröhren, die im Straßenniveau in einer auf einem vom Rohre unabhängigen Fundament gelagerten Straßenkappe enden (Fig. 184).

VIII. Strafseneinläufe.

Zur Einleitung der Straßenabwässer in die Kanäle dienen Einlaßobjekte, welche beiderseits der Fahrbahn angeordnet werden. Bei verkehrsreichen Straßen mit schwachem Gefälle darf die Distanz der einzelnen Einlässe 40 bis 50 m nicht überschreiten, bei schwächerem Verkehr und starkem Gefälle können dieselben 80—100 m auseinanderliegen, und sind bei der Austeilung die Straßenkreuzungen in erster Linie zu berücksichtigen. Der Wasserein-

tritt erfolgt durch in der Rinnsteinsohle angeordnete Roste oder im Bordstein der Seitenwege eingearbeitete Öffnungen (Froschmäuler). Die Straßeneinläufe sind stets mit Schlammfängen zur Zurückhaltung des von der Straßenoberfläche abgeschwemmten Sandes und Schlammes, sowie mit frostfrei, also in Tiefen von 0,8—1,0 m unter Terrain gelegenen Wasserverschlüssen auszustatten.

In Fig. 185 ist eine ältere Type eines ganz in Mauerwerk hergestellten und mit einer gerippten Eisenplatte abgedeckten Straßeneinlaufs (bei der



a Schnitt *AB*. b Schnitt *EF*.

c Grundriß. d Schnitt *CD*.

Fig. 185. Straßeneinlauf in Neapel.

Kanalisierung von Neapel zur Ausführung gebracht) dargestellt. Derzeit gelangen häufiger fabriksmäßig aus Gußeisen, Steinzeug oder Zementbeton hergestellte Straßensinkkasten zur Verwendung. Dieselben besitzen Lichtweiten von 35—45 cm und eine Gesamttiefe von 1,80—2,30 m. In den Schlammfang wird zur Erleichterung der Schlammentfernung ein stark verzinkter eiserner Eimer eingestellt, der sich mit seinem oberen Rande fest an die mit einem Dichtungsring versehene Sinkkastenwand anschließt (Fig. 186) (Konstruktion der Firma Geiger-Karlsruhe) oder einen Kautschukring zur Vermittlung des Dichtschlusses (nach Mairich) erhält. Der Eimerboden wird nach Geiger aufklappbar eingerichtet, um die Schlammentleerung in besondere Schlammtransportwagen zu erleichtern. Der Wasserverschluß ist

bei einzelnen Konstruktionen mit dem Sinkkasten fest verbunden, bei anderen durch ein mit der Krümmung nach oben zu verlegendes Bogenrohr herzustellen.

Die Verbindung des Sinkkastens mit dem Straßenkanal erfolgt durch ein Tonrohr von 150—200 mm Lichtweite (Fig. 187). Die Einlaufgitter müssen kräftig gebaut sein, um die Last und die Stöße der gelegentlich über dieselben fahrenden Wagen auszuhalten, und sind dieselben bei den dünnwandigen Sinkkastentypen nicht auf die Gefäßwand, sondern auf ein besonders herzustellendes Fundament aufzusetzen.

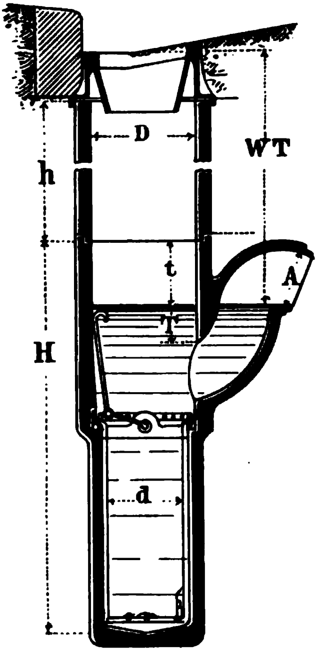


Fig. 186. Straßensinkkasten aus Zementbeton, System Geiger: $D = 40-45$ cm, $H = 150-175$ cm, $h = 50$, 75, 100 cm, $t = 25$ cm, $T = 15$ cm, $WT = 95$, 120, 145 cm, $A = 15-20$ cm.

IX. Hausanschlüsse.

Die Ableitung der Hausabwässer erfolgt durch Tonrohrleitungen von 150—200 mm Lichtweite, welche womöglich ein Mindestgefälle von 2 % erhalten sollen, während das Maximalgefälle etwa 10 % nicht überschreiten soll. Der Anschluß an die Straßenkanäle erfolgt ebenso wie bei den Straßeneinläufen unter Benutzung von Fassonröhren, bei Rohrkanälen, bei gemauerten oder betonierten Kanälen mit Formstücken aus Steinzeug oder Zementbeton, welche in die Kanalwandung oder den Gewölbescheitel eingesetzt werden. Seitliche Einmündungen sollen nicht zu tief, jedenfalls aber über dem Niveau des Trockenabflusses liegen, um Rückstau in die Häuser zu vermeiden. Die Regenröhren der Dächer sowie die Ableitungen der ebenfalls mit Sinkkasten auszustattenden Einläufe für die Hofwässer werden zumeist direkt an die Hausleitungen angeschlossen und letztere durch Wasserverschlüsse von den Straßenkanälen getrennt, um den Eintritt der Kanalgase in die Häuser zu verhindern. Um die engen Hauskanäle vor Verstopfung durch das gerinnende Fett aus größeren Küchen, Wäschereien, Seifensiedereien, Schlachthöfen und Fleischhauereien zu schützen, sind Fettfänge anzulegen.

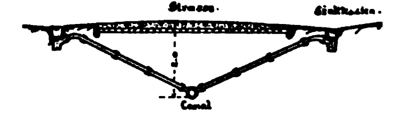


Fig. 187. Straßenquerschnitt.

X. Spülanlagen.

Die nicht schliefbaren Rohrkanäle, insbesondere jene bei Trennkanalisationen, die der natürlichen Spülung durch Regenwasser entbehren, müssen

in kurzen, regelmäßigen Intervallen künstlich durchgespült und hierdurch von Schlammablagerungen befreit werden.

In Rohrkanälen von kleinem Durchmesser können zur Erzeugung des Spülstromes die Einsteigschächte verwendet werden, wenn die Mündung der aus denselben abgehenden Rohrstränge mit dauernd befestigten Handzugschiebern oder sonstigen, event. nur temporär anzubringenden Abschlußvorrichtungen ausgestattet werden. Diese Spülmethode, bei der zumeist nur das angestaute Kanalwasser als Spülwasser dient, hat den Nachteil, daß das eingestaute Abwasser selbst zur Schlammablagerung Anlaß geben kann und die Kanäle einem inneren Überdrucke ausgesetzt werden. Eine intensivere

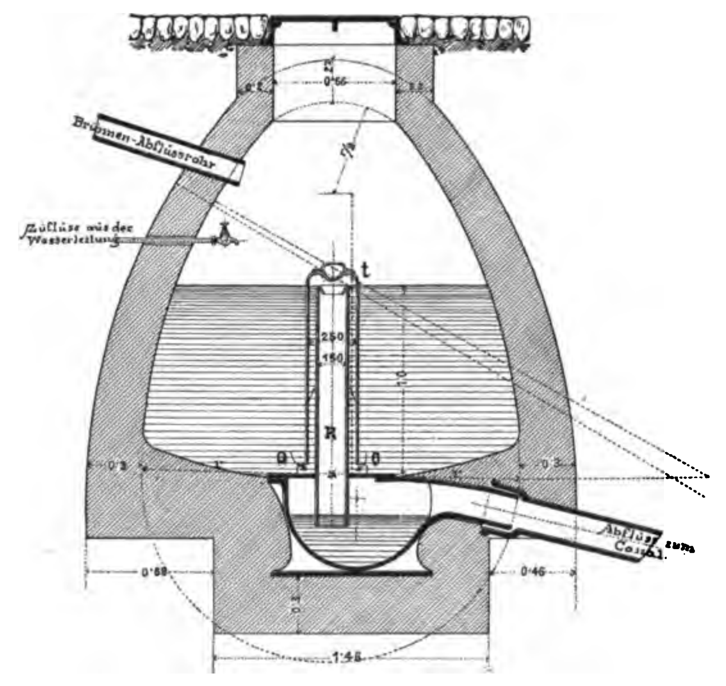


Fig. 188. Spülapparat, System Böcking.

Spülung erreicht man durch Anlage besonderer Spülkammern von 1—20 m³ Inhalt, welche mit reinem Leitungswasser, dem Ablaufe von Auslaufbrunnen, Zierbrunnen oder Fontänen gespeist und für automatischen Betrieb oder eine Bedienung von der Hand eingerichtet werden.

Die automatisch wirkenden Spüler sind zumeist nach dem Prinzipe des Glockenhebers konstruiert. Fig. 188 zeigt einen solchen Kanalspülapparat nach dem System der Firma R. Böcking & Co., Halbergerhütte. Der Spülapparat, der in einem beliebig geformten Schachte untergebracht werden kann, besitzt ein Überfallrohr *R*, welches mit einer bei *O* mit Öffnungen versehenen Zylinderkappe (Glocke) *t* bedeckt ist. Ist das Wasserniveau in der Kammer bis zur Oberkante des Abfallrohres gestiegen, so tritt der Heber durch Injektorwirkung in Aktion und erfolgt eine rasche Entleerung des

ganzen Beckens. Die Injektorwirkung wird durch den trompetenförmigen Einsatz am oberen Ende von R, welcher die Ausbildung eines konzentrierten Wasserstrahles begünstigt, kräftig unterstützt. Die Absperrung der Außenluft erfolgt durch den Wasserspiegel des Syphonbeckens. Der Wasserzufluß darf nicht zu gering bemessen werden, da sich sonst die Heberwirkung nicht einstellt. Zur Hintanhaltung dieses Übelstandes werden die automatischen

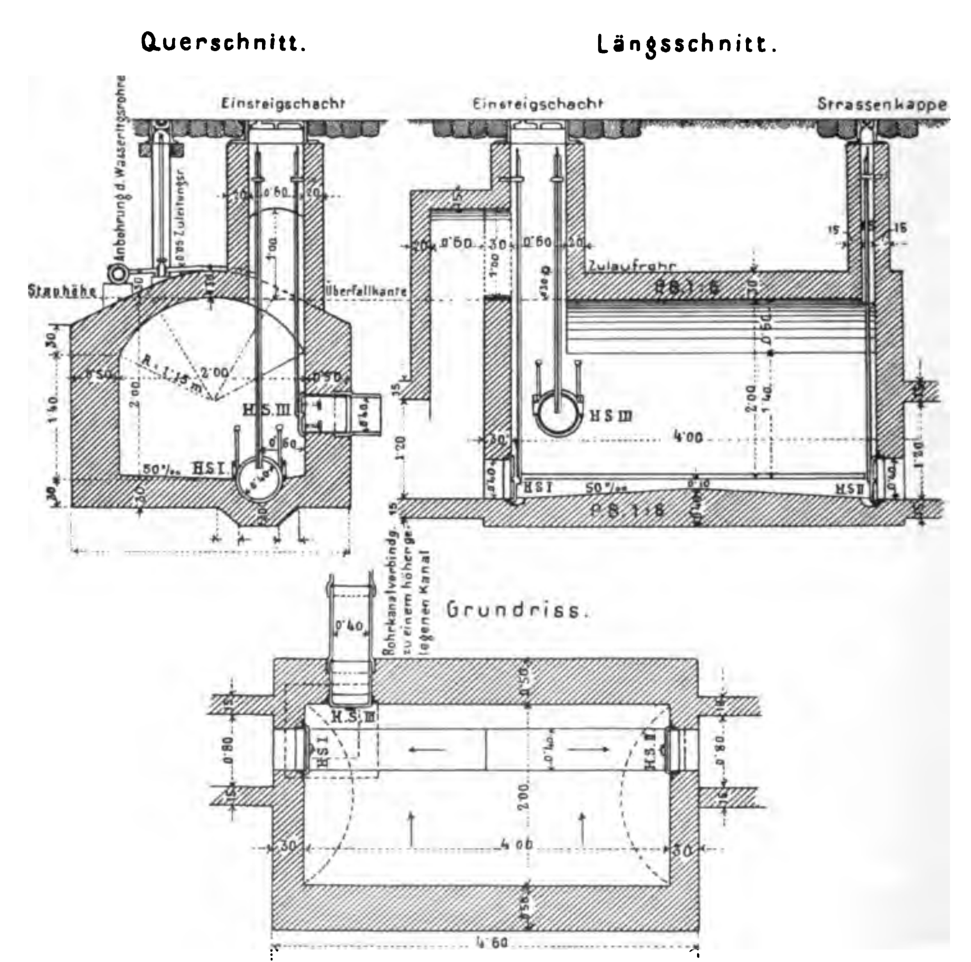


Fig. 189. Spülkammer.

Spülapparate vielfach mit Schwimmerschalen oder Kippgefäßen ausgestattet (System Geiger).

Fig. 189 zeigt eine Spülkammer für Handbetrieb nach einer bei der Kanalisation der Stadt Wien gebräuchlichen Type. Diese Anordnung ist besonders dort am Platze, wo von einem Hochpunkte aus verschiedene Rohrstränge gleichzeitig beherrscht werden können.

In weiteren Kanälen kann man sich zur Erzeugung der Spülwelle sogen. Überfallschieber oder Spültüren bedienen, Verschlüsse, die nur den unteren Teil

des Profiles absperren und hierdurch das Auftreten eines inneren Überdruckes ausschließen. Die Spültüren werden vielfach so hergestellt, daß sich dieselben nach Erreichung eines entsprechenden Staues selbsttätig öffnen.

Die Wirkung der Spülwelle erstreckt sich nur auf eine kurze Kanalstrecke und ist deshalb eine Spülung von zahlreichen Punkten unter Verwendung geringerer Wassermengen meist wirksamer, als jene von wenigen Punkten mit großen Wassermengen. Als Spülwasserbedarf ist pro 1 km Kanallänge und Jahr ein Wasserquantum von 500—1000 m^3 zu rechnen.

XI. Lüftung der Kanäle.

Zwecks ständiger Erneuerung der sich rasch mit übelriechenden oder selbst giftigen Fäulnisgasen (Ammoniak, Schwefelwasserstoff, Kohlensäure und Kohlenwasserstoffe) beladenen Kanalluft, sowie auch zur Erleichterung des Luftaustausches bei wechselnder Wasserführung der Kanäle müssen besondere Lüftungseinrichtungen getroffen werden, da die mit Wasserverschlüssen ausgestatteten Straßeneinläufe und Hausanschlüsse eine Kommunikation zwischen Kanalluft und Außenluft verhindern. Zur Ableitung der Luft bei raschem Wasserandrange genügt es, an hoch gelegenen Punkten die auf den Kanalscheitel aufgesetzten Einsteig- und Revisionsschächte mit durchbrochenen Schachtdeckeln zu versehen, doch sind dann zeitweise Geruchsbelästigungen unvermeidlich. Werden die Regenabfallrohre der Dächer direkt in die Straßenkanäle eingeführt oder erst hinter den Hauswasserverschlüssen mit den Hausanschlußleitungen vereinigt, so tragen dieselben wesentlich zur Lufterneuerung in regenloser Zeit bei. Bei größeren Anlagen empfiehlt sich die Anbringung besonderer Luftschlote.

Auch die Hausentwässerungsanlagen selbst sind mit besonderen, bis über die Dachfläche emporreichenden Lüftungsröhren zu verbinden. Letztere verhindern gleichzeitig das beim raschen Ablassen größerer Wassermengen (Entleeren von Badewannen u. dergl.) oft beobachtete und durch eine Injektorwirkung in den Abfallröhren zustande kommende Absaugen der Wasserverschlüsse der in den Stockwerken angebrachten Ausgüsse.

XII. Mechanische Hebung der Abwässer.

Bei hoher Lage des Wasserspiegels des Vorfluters oder der Abwässerreinigungsanlage wird eine mechanische Hebung der Kanalwässer erforderlich. Die Leistungsfähigkeit des Hebewerkes ist hierbei beim Trennsystem mit Rücksicht auf den größten stündlichen Wasserzulauf, beim Sammelsystem auf Grundlage des vor Wirksamkeit der Notauslässe erreichten Verdünnungsgrades der Abwässer zu bemessen.

Als Fördermaschinen kommen bei kleinen Förderhöhen in erster Linie Zentrifugalpumpen in Betracht. Bei größeren Förderhöhen und langen Anschlußleitungen, also namentlich den Druckleitungen nach entfernt gelegenen Rieselfeldern, wird zumeist die Aufstellung von Kolbenpumpen vorgezogen. Zur Schonung dieser Mechanismen sind die Abwässer durch Vorschaltung von Sandfängen, sowie der später zu besprechenden Vorrichtungen zur Entfernung der groben Schwimm- und Schwebestoffe einer Vorreinigung zu unterwerfen.

Für den Antrieb der Pumpen kommen neben der Dampfmaschine insbesondere Explosionsmotoren sowie Elektromotoren in Betracht. Letztere beiden Motorgattungen, welche eine namentlich bei kleinen Anlagen besonders wertvolle Einfachheit in der Bedienung für sich haben, gestatten überdies eine rasche Anpassung an die besonders beim Sammelsystem zu gewärtigenden plötzlichen Belastungssteigerungen beim Eintritt von Regenfällen. Sauggasanlagen bieten zudem die Möglichkeit, den Abwässerklärschlamm als Brennmaterial mitverwenden und hierdurch dessen kalorischen Wert vollkommener ausnützen zu können, als durch Kesselfeuerung.

Bezüglich der Kosten der Wasserförderung macht Metzger nachstehende Angaben:

Förderhöhe in Meter	10	15	20	25	30	35	40
Förderkosten pro 1 m^3 in Heller	1,20	1,50	1,75	2,05	2,30	2,50	2,75

Dieselben umfassen die Aufwendungen für Heizmaterial, Bedienung und Schmieröl, nicht aber auch die Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals.

Die Anlagekosten von Explosionsmotoren und Sauggasanlagen sind in den nachstehenden Tabellen zusammengestellt.[1])

Stationäre Explosionsmotoren.

Nominelle Leistung in effektiven Pferdestärken	1	2	3	4	6	8
Maximale " " " "	1,4	2,5	4	5	7	10
Umdrehungszahl pro Minute	250	250	250	240	240	220
Gewicht in Kilogramm	430	660	850	1080	1250	1900
Preis in Kronen für den Betrieb mit Leuchtgas	1500	2000	2500	3000	3500	4000
" " " " " " " flüssigem Brennstoff (Benzin, Spiritus)	1900	2400	3000	3400	4000	4500

Nominelle Leistung in effektiven Pferdestärken	10	12	16	20	25	30
Maximale " " " "	12	14	20	25	30	35
Umdrehungszahl pro Minute	200	200	200	200	200	200
Gewicht in Kilogramm	2400	2500	3400	4200	4500	5100
Preis in Kronen für den Betrieb mit Leuchtgas	5000	5500	6600	7600	8700	9700
" " " " " " " flüssigem Brennstoff (Benzin, Spiritus)	5500	6000	7100	8400	9500	10 400

Sauggeneratorgasanlagen.

Nominelle Leistung in effekt. Pferdestärken	8	10	12	16	20	25	30
Maximale " " " "	9	11	14	18	22	28	33
Gewicht in Kilogramm der Generatorgasanlage	1500	1600	1700	1800	2200	2300	2400
" " " des zugehörigen Motors	2000	2500	2600	3600	4400	4700	5400
Preis in Kronen der Generatorgasanlage	2100	2200	2300	2400	2600	2800	3000
" " " des zugehörigen Motors	4800	5500	5800	7200	8000	9000	10 000

[1]) Nach Prof. J. Rezek aus: „Hitschmann, Vademekum für den Landwirt“.

Der Brennmaterialverbrauch pro Nutzpferdestunde kann für Explosionsmotoren folgendermaßen veranschlagt werden:

An Leuchtgas	600 l,
„ Benzin	0,33 kg,
„ Spiritus von 90 Volumprozent . .	0,40 „ .

Sauggasmotoren verbrauchen ca. 0,5 kg Anthrazit oder 0,8 kg Koks.

Eine namentlich in England und Amerika in mittleren und kleinen Orten mit bestem Erfolge angewandte Art der Abwässerhebung ist jene durch Druckluft unter Verwendung der Shoneschen Ejektoren.

Dieses System ist dadurch charakterisiert, daß die Abwässer den natürlichen Tiefpunkten des Ortsgebietes zugeleitet werden, sich dort in unterirdisch eingebauten Druckkesseln sammeln und zeitweise mit Hilfe von Druckluft, die von einer zentralen Kompressoranlage geliefert wird, nach einer gemeinsamen Pumpstation oder direkt in Gravitationskanäle gehoben werden. Die Stadt Arad in Ungarn ist nach diesem Systeme kanalisiert.

XIII. Ausmündungen der Kanäle in die Vorfluter.

Sowohl bei der Einleitung ungereinigter Abwässer in wasserreiche Vorfluter, sowie auch bei Ableitung gereinigter Abwässer ist bei der Wahl und der technischen Ausgestaltung der Ausmündungsstelle das Augenmerk darauf zu richten, eine möglichst rasche und vollständige Vermischung von Abwasser und Flußwasser zu erzielen. Die Ausmündungen sind daher an der Strömung frei zugängliche Stellen zu verlegen und weit gegen den Stromstrich vorzuschieben. Hierzu eignet sich besonders die Anordnung eines zur Stromrichtung deklinant verlegten, unter Niederwasser endigenden Rohres.

Abschlußvorrichtungen an den Ausmündungen kommen nur dort in Anwendung, wo bei zeitweise höheren Wasserständen im Vorfluter eine mechanische Wasserhebung vorgesehen ist. Über derlei Zwecken dienende Hänge- oder Pendelklappen, ausbalancierte Schützen, Schieber und Tore geben die Preisbücher der in diesen Konstruktionen reich erfahrenen Spezialfirmen (G. Geiger & Co., Karlsruhe, Böcking & Co., Halbergerhütte) Aufschluß.

XIV. Bau- und Betriebskosten der Kanalisationsanlagen.

Die Baukosten der Kanalisationsanlagen werden von so vielen örtlichen Bedingungen, wie Ausdehnung und Besiedelungsdichte, Terraingefälle, Untergrundbeschaffenheit, Lage der Vorflut u. a. m., sowie insbesondere von dem speziellen Kanalisationssystem beeinflußt, so daß generelle Veranschlagungen sich nur innerhalb eines bedeutenden Spielraumes bewegen können.

Bei Teilkanalisationen wird im Minimum mit einem Aufwande von 10—20 K pro Kopf bezw. 15—25 K pro lfd. m der Kanallänge zu rechnen sein. Schwemmkanäle erfordern in kleinen und mittleren Ortschaften etwa 20—40 K pro Kopf bezw. 30—50 K pro lfd. m Kanallänge. Die Kosten der Trennkanäle stellen sich, wenn nicht die Verhältnisse für die Ableitung der Regenkanäle besonders günstig sind, sogar noch höher.

Für die Betriebskosten kommen neben den Aufwendungen für die bauliche Instandhaltung der Anlage, die mit etwa 1 % des Anlagekapitals zu veranschlagen sind, noch die Kosten für die Reinigung und Spülung der Kanäle in Betracht. Dieselben betragen pro lfd. m Kanallänge und Jahr etwa 0,25—0,50 K, wobei die größeren Zahlen für die kleineren Anlagen gelten. Die Kosten der maschinellen Wasserhebung und Abwasserreinigung sind jeweils separat zu veranschlagen.

B. Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.

Im Rahmen dieses Handbuches können lediglich die städtischen Abwässer sowie die Abwässer der landwirtschaftlichen Industrien, wie Zuckerfabriken, Brauereien, Hefe- und Stärkefabriken, Molkereien und Schlachthäuser, Berücksichtigung finden.

Unter städtischen Abwässern seien hierbei im allgemeinen jene Abwässer verstanden, die aus gelegentlich durch Regenwasser verdünnten Haus- und Straßenabflüssen mit oder ohne Zumischung von Fäkalien zusammengesetzt sind und nur geringe Mengen von Industrieabflüssen (namentlich jener der vornehmlich anorganische Beimischungen liefernden metallurgischen und der chemischen Industrien) enthalten.

Unterliegt schon die Abschätzung der bei Einführung einer Kanalisation zu erwartenden Abwassermenge ziemlichen Schwierigkeiten, so begegnet eine auch nur annähernde Vorausbestimmung sowohl der absoluten Menge der abzuführenden Schmutzstoffe als auch des Verunreinigungsgrades der Wässer noch weit größeren Unsicherheiten. Denn die Beschaffenheit der Abwässer wechselt von Ort zu Ort ganz bedeutend und unterliegt auch in ein und derselben Kanalisationsanlage weitgehenden täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen.[1])

Die Mitteilung von Analysenergebnissen, die doch zumeist nur einzelne Stichproben betreffen, mag deshalb zur Charakterisierung des Effektes einzelner Reinigungsverfahren vorbehalten bleiben.

In chemischer Hinsicht können die städtischen Abwässer als äußerst verdünnte Lösungen von Kristalloiden und Kolloiden, die stark wechselnde Mengen von ungelösten Stoffen enthalten und zumeist alkalische Reaktion besitzen, angesehen werden.

Bei einem Wasserverbrauch von etwa 100 l pro Kopf und Tag bewegt sich die Menge der in den städtischen Abwässern in regenloser Zeit zu gewärtigenden suspendierten Stoffe zwischen 500—1500 mg pro Liter; 25 bis 50 % derselben sind mineralisch, 50—75 % organischer Natur. Der Gehalt an gelösten Stoffen schwankt etwa zwischen 800—2500 mg/l und tritt hier zumeist (u. zw. namentlich bei großer Härte des Wasserleitungswassers) der Gehalt an organischen Stoffen etwas zurück; derselbe beträgt beiläufig 25 bis

[1]) Über Entnahme und Untersuchung der Abwasserproben vergl.: Dr. K. Farnsteiner, Dr. P. Buttenberg und Dr. O. Korn, Leitfaden für die chemische Untersuchung der Abwässer. Berlin 1902. — Dr. C. Mez, Mikroskopische Wasseranalyse. Berlin 1898.

40 %. In den gelösten Stoffen finden sich 60—120 mg Stickstoff, 40—80 mg Kali, 10—40 mg Phosphorsäure, 100—200 mg Chlor. Städtische Abwässer erfordern zur vollständigen Oxydation der gelösten Substanz etwa 150—400 mg Permanganat. Dem entspricht ein Sauerstoffverbrauch von rund 37,5—160 mg (1 mg $KMnO_4$ gibt ab 0,253 mg O).

Es muß betont werden, daß bei einem derartigen Wasserverbrauche die prozentuale Zusammensetzung der Abwässer durch Fäkalieneinleitung eine praktisch kaum merkbare Veränderung erleidet, obwohl, absolut genommen, die pro Kopf und Jahr in Ansatz zu bringende Menge an Auswurfstoffen keineswegs gering ist.

Dieselbe beträgt nach Heiden:

	Im Kot kg	Im Harn kg	Zusammen kg
Im natürlichen Zustande	48,0	438,0	486,0
Trockensubstanz	11,0	23,0	34,0
Hierin:			
Organische Substanz	9,4	18,2	27,6
Mineralstoffe	1,6	4,8	6,4
und zwar:			
Stickstoff	0,8	4,4	5,2
Phosphorsäure	0,6	0,66	1,26
Kali	0,27	0,81	1,08

Von den angeführten Mengen gelangt aber — namentlich was den Harn anbetrifft — zumeist nur ein Bruchteil in die Kanäle.

Neben den in den mannigfaltigsten Verbindungsformen in den Abwässern enthaltenen organischen und anorganischen Fremdstoffen müssen noch die Kleinlebewesen erwähnt werden. Die für die Umbildung der zersetzungsfähigen organischen Substanz besonders wichtige Bakterienwelt tritt hierbei in den Vordergrund. Bei der allgemeinen Verbreitung derselben in der Natur ist deren Auftreten in den Abwässern um so mehr zu gewärtigen, als ihnen hier äußerst günstige Entwickelungsbedingungen, wie reichliche Nahrung, hohe, gleichmäßige Temperatur, träger Lauf und Ausschluß des Lichtes, geboten sind. Nachdem die Fälle, daß das Bakterienleben in den städtischen Abwässern durch den Zutritt entwickelungshemmender oder keimtötender Substanzen — wie solche von verschiedenen Industriebetrieben geliefert werden — vernichtet werde, zu den Ausnahmeerscheinungen gehört, werden in 1 cm^3 Abwässer zumeist mehrere Millionen von entwickelungsfähigen Keimen anzutreffen sein und unter diesen, namentlich bei Fäkalienzuleitung, auch Vertreter der für den Menschen pathogenen Arten vorkommen.

Ein so kompliziert zusammengesetztes Produkt muß naturgemäß schon in den Unratkanälen selbst mannigfachen Veränderungen unterliegen. Neben der vom Wechsel der Wasserstände bedingten Ablagerung und neuerlichen Aufwirbelung, der mechanischen Zerkleinerung und Lösung der festen Stoffe werden sich stets auch in der Flüssigkeit selbst chemische und biologische Umsetzungen abspielen, so daß am Kanalauslaufe eine zumeist schon in einem

vorgeschrittenen Grade der Zersetzung befindliche Flüssigkeit von unangenehmem Geruche eintreffen wird.

Die neben der bei Einleitung ungereinigter Abwässer in einen Flußlauf erzielten Verdünnung zur weiteren natürlichen Selbstreinigung der Wasserläufe beitragenden mechanischen, chemischen und biologischen Prozesse sind qualitativ mit jenen identisch, die den zur künstlichen Unschädlichmachung der Abwässer in Anwendung kommenden Verfahren zugrunde liegen.

Ein Unterschied besteht nur insofern, als dieselben in der freien Natur unter wesentlich ungünstigeren, ja vielfach sogar störenden äußeren Umständen ablaufen, so daß es hier zur Erreichung des Endeffektes längerer Zeiträume bedarf, in deren Verlauf sich die Verunreinigungszone mit der fließenden Welle über weite Flußstrecken ausdehnen und die in der Einleitung bereits geschilderten Mißstände schaffen kann.

In den Reinigungsanlagen, in denen diese Prozesse durch besondere technische Maßnahmen, unterstützt mit gesteigerter Intensität, ablaufen, lassen sich die für ihr Zustandekommen maßgebenden Faktoren viel leichter überblicken als in den Flußläufen, und mag deshalb das natürliche Selbstreinigungsvermögen der Flüsse erst nach Besprechung der künstlichen Reinigungsverfahren seine Behandlung finden.

I. Mechanische Reinigung.

Durch mechanische Reinigung lassen sich lediglich die ungelösten Fremdstoffe aus den Abwässern mehr oder minder vollständig entfernen, und zwar werden die gröberen Schwimm- und Schwebestoffe mit Hilfe besonderer Mechanismen zurückgehalten, die Sinkstoffe durch Sedimentation ausgeschieden (Klärung).

1. Mechanismen zur Zurückhaltung der Schwimm- und Schwebestoffe.

Dieselben gelangen als feststehende Stabrechen, rotierende Rechen (Flügelrechen), Drahtrechen (Harfen), feststehende oder bewegte Siebe und Siebbänder und Separatorscheiben zur Ausführung. Zur Erzielung eines günstigen Effektes ist es stets zweckmäßig, diese Abfangvorrichtungen in hintereinander geschaltete Elemente von verschiedener Stabentfernung bezw. Maschenweite aufzulösen. Die Grobrechen und Grobsiebe dienen dann zur Zurückhaltung der Körper von mehr als etwa 20—50 mm Durchmesser, während durch die Feinsiebe und Feinrechen Partikel bis auf 2—3 mm herab noch mit Sicherheit abgefangen werden können.

Da der Einbau derartiger Vorrichtungen eine bedeutende Verbreiterung des Durchflußprofiles erfordert, wodurch eine Verminderung der Wasserabflußgeschwindigkeit bewirkt wird, sind vor denselben Sandfänge anzulegen. Die Menge der in den letzteren ausgeschiedenen Sinkstoffe ist zumeist gering und kann durch Ausbaggerung mit Handbetrieb leicht bewältigt werden. Ebenso genügt es, bei kleineren Anlagen die Reinigung der Rechen und Siebe zeitweise von Hand aus vorzunehmen.

Bei größeren Anlagen ist hingegen der maschinelle Betrieb entschieden vorzuziehen. Von den zahlreichen hierfür in Aufnahme gekommenen

Mechanismen mögen im folgenden nur einige im mehrjährigen Betriebe als besonders leistungsfähig erkannte Typen allgemein charakterisiert werden und sei bezüglich der maschinentechnischen Details auf die Literaturangaben verwiesen.

Die Kölner Rechenanlage[1]) umfaßt einen Satz von 4 Grobrechen mit 20 mm Stabentfernung und ebensovielen Feinrechen mit 3 mm Stabdistanz. Vor den Grobrechen befindet sich ein kleiner Sandfang, in dem pro 1 m^3 Abwässer ungefähr 75 g Rückstände (mit 35 % Wasser, 55 % mineralischen, 10 % organischen Teilen) anfallen. Die Rechentafeln sind unter 45° gegen die Strömung geneigt. Die Entfernung der angeschwommenen Stoffe erfolgt durch Stahldrahtbürsten, welche durch einen über Achtkante laufenden geschlossenen Gliederkettenzug leicht über die Rechentafelfläche gezogen werden. Der obere Teil der letzteren ist durch ein Abstreichblech gedeckt. Die Bürsten werden selbst wieder durch einen Kamm gereinigt. Die abgestrichenen Stoffe fallen auf ein Transportband, das aus gelenkig verbundenen Blechtafeln gebildet ist, und gelangen von hier direkt in Kippwagen. Der Antrieb der Bürsten und des Transportbandes erfolgt durch Elektromotoren und stellt sich der Gesamtkraftbedarf auf 5—6 HP. Der Anlage fließen pro Tag rund 55000 m^3 Abwässer zu (Köln zählt 380000 Einwohner) und kostete dieselbe einschließlich eines nur vorübergehend betriebenen Klärbeckens ca. 418000 K, d. i. 1,10 K pro Kopf. Die Betriebskosten stellen sich auf ca. 18 Heller pro Kopf und Jahr. Der pro 1 m^3 Abwässer gewonnene Siebrückstand beträgt rund 180 g und enthält 80 % Wasser, 3,5 % mineralische und 16,5 % organische Substanz.

Die Düsseldorfer Reinigungsanlage (nach Riensch)[2]) verwendet als Grobrechen zwei Flügelrechen, von denen jeder aus 6 an einer horizontalen, über Wasser gelagerten Welle speichenartig angebrachten Rechentafeln mit 155 mm Stabentfernung besteht. Dieselben werden im Laufe des Tages mehrmals umgestellt und die hierbei aus dem Wasser emportauchenden Tafeln von Hand gereinigt. An Ort und Stelle erhaltenen Auskünften zufolge ist die Stabdistanz etwas zu groß gewählt und ergibt sich hierdurch eine Überlastung der 4 nachgeschalteten Feinrechen, welche aus harfenartig mit Stahldrähten von 1,5 mm Durchmesser und 3 mm Abstand straff bespannten Rahmen bestehen, die unter 45° zur Strömung geneigt in entsprechende Gerinnsunterteilungen eingebaut sind. Die Reinigung dieser Harfen erfolgt durch je 4 Kämme mit leicht auswechselbaren Stahldrahtzähnen, die an einem vor der Harfe rotierenden Speichenkreuz befestigt sind und durch besondere Führungen gezwungen werden, die ganze Harfenfläche zu bestreichen. Die aufgefangenen Stoffe werden von diesen Kämmen auf Kippwagen geworfen und abgefahren. An Siebrückständen entfallen pro 1 m^3 Abwässer etwa 200—250 g und steigt diese Menge bei Regenwetter auf das 2—$2^1/_2$fache.

---

[1]) C. Steuernagel, Die Entwässerung der Stadt Köln. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, II. Heft. Leipzig 1906. Engelmanns Verlag.

[2]) Abbildungen in Salomon, Abwässerlexikon. Jena 1906. Fischers Verlag.

Die Anlage ist noch nicht voll belastet und entfallen derzeit bei 500000 K Baukosten und einer angeschlossenen Kopfzahl von 220000 Bewohnern pro Kopf ca. 2,25 K Anlagekosten und ca. 23 Heller jährliche Betriebskosten.

Der Frankfurter Klärrechen,[1]) der auch in der neuerbauten Kläranlage von Barmen-Elberfeld aufgestellt wurde, ist ein fünfarmiger Flügelrechen, welcher langsam dem Abwasserstrome entgegen rotiert. Die Stabdistanz läßt sich dem angestrebten Reinigungseffekte entsprechend durch Einsetzen von Zwischenringen regulieren. Die bei der Bewegung aus dem Wasser empor-



Fig. 190. Siebband der Abwässerreinigungsanlage von Göttingen.

tauchende Rechentafel wird von einem über dieselbe hinweggleitenden Abstreicher mit nachfolgender rotierender Bürste von den anhaftenden Schmutzstoffen befreit. Letztere fallen auf ein Transportband. In den beiden genannten Städten dienen die Rechen zur Fernhaltung grober Schwimm- und Schwebestoffe von den Klärbecken.

[1]) Die Reinigung der Abwässer in Frankfurt a. M. Frankfurt 1903. Verlag des städt. Tiefbauamtes. — Schoenfelder, Die städtische Abwässerkläranlage von Elberfeld-Barmen. Mitteilungen der Königl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung etc., Heft 8.

Die Göttinger Siebanlage (Fig. 190)[1]) arbeitet mit 2 aus 1,5 mm starkem, geglühtem Kupferdraht angefertigten Siebbändern mit 10 mm Maschen weite. Jedes derselben läuft mit einer Geschwindigkeit von 2,5 m pro Minute in einem über dem Hauptsammler angeordneten Schachte über 2 in einer durch Windwerk heb- und senkbaren Tragkonstruktion gelagerte Trommeln und taucht in Arbeitsstellung unter einem Winkel von 45° in den Abwässerstrom. Auf dem Siebbande befestigte Blechwinkel verhindern das Abgleiten der aufgefangenen Schmutzstoffe, die erst nach Passieren der oberen Trommel, wo das Band seine rückläufige Bewegung antritt, durch eine rotierende Bürste in einen Kippwagen abgestreift werden. Diese Reinigung wird noch durch Wasserspülung aus einem Strahlrohre unterstützt.

Da die Abwässer der nach dem Trennsystem kanalisierten Stadt Göttingen (33000 Einwohner) in ziemlich frischem Zustande bei der Reinigungsanlage eintreffen, werden hier relativ bedeutende Mengen von festen Stoffen, darunter insbesondere auch Kotballen, aufgefangen. Der Siebrückstand beträgt etwa 500—600 kg pro Tag. Zur Bedienung der Anlage genügen zwei Mann, und wird die gesamte Betriebskraft, von der etwa $^3/_8$ auf die Hebung des Spülwassers aus einem Tiefbrunnen entfällt, durch eine Maschine von 10 HP. geleistet. Die Baukosten der Anlage betrugen rund K 73000, d. i. pro Kopf K 2,20, die Betriebskosten (1906) K 6400 bezw. K 0,19.

Die auf maschinellem Wege aus den Abwässern entfernten Schmutzstoffe werden zumeist von den Landwirten gern abgenommen. Ihre Ansammlung bis zum Zeitpunkte der Abfuhr erfolgt in entwässerbaren Gruben. Zur Vermeidung von Geruchsbelästigung bei längerer Lagerung dient eine Bestreuung mit Chlorkalk oder das Bedecken mit Torfmull. Die Siebrückstände können auch mit Hausmüll kompostiert oder mit diesem zugleich in Müllöfen verbrannt werden.

2. Mechanische Klärung durch Sedimentation.

Durch Sedimentation können aus den Abwässern nur jene ungelösten Stoffe ausgeschieden werden, welche ein vom Abwasser verschiedenes spezifisches Gewicht besitzen. Die Trennung erfolgt dadurch, daß unter der Wirkung der Schwerkraft die schweren Teilchen zu Boden sinken, hingegen die an sich leichten oder durch Gasbläschen getragenen Partikel zur Wasseroberfläche aufsteigen. Diese Klärung kann in Becken, Brunnen oder Türmen bewerkstelligt werden.

a) Klärbecken.

Der Klärbetrieb in Flach- oder Absitzbecken wurde früher zumeist intermittierend geübt, d. h. ein größeres Becken wurde mit Abwasser gefüllt, eine Zeitlang der Ruhe überlassen, sodann allmählich vom abgeklärten Wasser befreit und vom ausgeschiedenen Schlamme gereinigt. Dieser Betriebsweise haften aber mannigfache Übelstände an. Einerseits geht die Zeit für die Füllung und Entleerung des Beckens für den eigentlichen Klärbetrieb verloren, und muß daher immer eine größere Anzahl von Becken zur alter-

[1]) Dr. Busch, Die Entwässerung der Stadt Göttingen etc. etc. Mitteilungen der Königl. Prüfungsanstalt, Heft 5.

nierenden Benutzung bereit gehalten werden; weiter ist nach jeder einzelnen Entleerung auch eine Entschlammung vorzunehmen, wenn nicht der bereits abgesetzte Schlamm bei der Wiederanfüllung neuerlich aufgewirbelt werden soll, andererseits ist auch im angefüllt stehenden Becken eine vollkommene Wasserberuhigung praktisch nicht erreichbar, weil durch Konzentrations- und Temperaturströmungen, durch Gasentwicklung bei einsetzender Fäulnis, sowie zufolge der Einwirkung des Windes immer eine gewisse Wasserbewegung auftritt.

Aus diesen Gründen ist man fast allgemein zum kontinuierlichen Klärbetrieb übergegangen, der dadurch charakterisiert ist, daß die Abwässer das Klärbecken im langsamen Strome stetig durchfließen, wobei durch entsprechende bauliche Ausgestaltung des Beckeneinlaufes und -Auslaufes dafür gesorgt wird, daß sich die Strömung möglichst gleichförmig über den ganzen Beckenquerschnitt verteile. Erst nach Ausbildung größerer, den Beckenquerschnitt einengender Schlammablagerungen oder bei Eintritt von Fäulniserscheinungen im abgelagerten Schlamme wird die Wasserzufuhr eingestellt und das Becken nach kurzer Ruhepause zunächst von seinem Wasserinhalte befreit und sodann vom Schlamme gereinigt.

Die Durchflußgeschwindigkeit des Wassers wurde früher zumeist äußerst niedrig, und zwar zu etwa 4 mm/Sek. angenommen und überdies den Becken die bedeutende Länge von 80—100 m gegeben. Erst auf Grundlage neuerer Untersuchungen[1]) hat man es als zulässig erkannt, nicht nur die Durchflußgeschwindigkeit wesentlich, und zwar bis auf 20 mm/Sek. und darüber, zu erhöhen, sondern auch die Klärbeckenlänge auf 30—50 m herabzusetzen und so die von einem Klärbecken bewältigte Abwässermenge ohne praktisch fühlbare Herabsetzung des Kläreffektes wesentlich zu steigern.

Die wachsende Bedeutung, die eine sachgemäß durchgeführte Beckenklärung nicht nur als selbständiges Reinigungsverfahren, sondern auch als Vorbehandlung der Abwässer für eine nachfolgende biologische Reinigung besitzt, läßt es notwendig erscheinen, hier auf die Theorie der Beckenklärung besonders einzugehen.

Ein Schmutzteilchen, das im langsam fließenden Abwasserstrome eine Sinkgeschwindigkeit v besitzt, bedarf, um die ganze Tiefe T eines Klärbeckens zu durchsinken und sich auf der Beckensohle abzulagern, der Zeit:

$$t = \frac{T}{v}\,.$$

In einem Becken von der mittleren Tiefe T, der Breite B und der nutzbaren Länge L, dessen Gesamtinhalt somit $Q = B \,.\, L \,.\, T$ beträgt und das sekundlich vom Abwasserquantum q mit der Geschwindigkeit

---

[1]) Direktor A. Bock und Dr. F. Schwarz, Versuche über mechanische Klärung der Abwässer der Stadt Hannover. Vierteljahrschrift für gerichtliche Medizin und öffentliches Sanitätswesen. Dritte Folge. XIX. Band. Supplementheft. — Stadtbaurat Höpfner und Dr. Paulmann, Die Schmutzwasserreinigungsanlage der Stadt Kassel. Ebenda. — Stadtbaurat Steuernagel, Die Probekläranlage zu Köln-Niehl etc. Mitteilungen der königl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung zu Berlin, Heft 4.

$$V = \frac{q}{B \, . \, T} = \frac{L}{t}$$

durchflossen wird, können nur jene Teilchen zur Ablagerung kommen, deren Sinkgeschwindigkeit über dem Grenzwerte .

$$v = \frac{T}{t} = T \cdot \frac{V}{L} = T \cdot \frac{q}{L \, . \, B \, . \, T} = \frac{q}{B \, . \, L} = T \cdot \frac{q}{Q}$$

gelegen ist.

Die Klärung wird demzufolge um so vollständiger sein, je niedriger dieser Grenzwert für v bezw. das Verhältnis $\frac{T}{t}$ zwischen nutzbarer Tiefe und Durchflußzeit wird.

Für Becken von gleichem Gesamtinhalte und gleicher Durchflußmenge ergibt sich aus vorstehenden Gleichungen:

1. Flache Becken üben eine größere Klärwirkung aus als tiefe;
2. für Becken gleicher Tiefe $\left(\text{also } B \, . \, L = \frac{Q}{T}\right)$ ist das relative Verhältnis von Länge zur Breite für den Kläreffekt belanglos.

Es muß an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, daß Stadtbaurat C. Steuernagel in seinen an die Erfahrungen am Probeklärbecken von Köln-Niehl angeknüpften theoretischen Betrachtungen zu einer vom vorstehenden abweichenden Interpretation gelangt, indem derselbe ausführt (a. a. O. S. 48):

„Bezeichnet man mit t die Zeit, welche ein Schmutzteilchen im Kanalwasser braucht, um ein Becken von der Länge l zu durchfließen, mit M die pro Sekunde zu klärende Wassermenge und mit Q den Beckenquerschnitt $b \, . \, h$ oder Breite mal Höhe, so hat man:

$$v = \frac{M}{Q}; \quad t = \frac{l}{v} = \frac{l \, . \, Q}{M} = \frac{l \, . \, b \, . \, h}{M}\text{,“}$$

bezw. nach der früher eingeführten Bezeichnungsweise:

$$V = \frac{q}{B \, . \, T}; \quad t = \frac{L}{V} = \frac{L \, . \, B \, . \, T}{q}.$$

„Es hängt daher bei gleicher Wassermenge M theoretisch die Zeitdauer und somit auch der derselben entsprechende Kläreffekt von dem Produkte $l \, . \, b \, . \, h$ oder dem kubischen Inhalte des Klärbeckens ab“, oder mit anderen Worten: „für dasselbe Kanalwasser ist bei gleicher Wassermenge der Kläreffekt in verschiedenen Becken von verschiedenen Einzeldimensionen der gleiche, sofern nur der kubische Inhalt der Becken der gleiche ist.“

Steuernagel setzt nämlich den Kläreffekt lediglich der Zeit proportional, was aber insofern unzulänglich erscheint, als die Mechanik der Klärung in einem Becken erfordert, daß den Schmutzteilchen nicht nur Zeit gegeben werde, um abzusinken, sondern auch die Beckensohle zu erreichen und sich auf derselben abzulagern, da sonst die noch in Schwebe befindlichen Teilchen von der aufsteigenden Strömung am Beckenauslaufe erfaßt und aus dem Becken abgetrieben würden. Aus diesem Grunde erscheint es notwendig, von der diese Forderung ausdrückenden Bedingungsgleichung $v = \frac{T}{t}$ auszugehen.

Die Richtigkeit der hier vertretenen Anschauung ergibt sich auch unmittelbar aus folgender Betrachtung: In zwei im übrigen gleichen Klärbecken, in denen nur die korrespondierenden Dimensionen der Breite und Tiefe wechselseitig vertauscht wären, müßte, nachdem hierdurch weder der kubische Inhalt noch Durchflußgeschwindigkeit und Durchflußmenge eine Veränderung erfahren, auch ein gleicher Kläreffekt erzielt werden. Dies ist aber insofern unmöglich, als Teilchen gleicher Sinkgeschwindigkeit in der gleichen Klärzeit nicht verschiedene Beckentiefen zu durchsinken vermögen.

Bei der praktischen Verwertung müssen die oben abgeleiteten Sätze insofern noch eine Gültigkeitseinschränkung erfahren, als man nur bei sehr geringen Durchflußgeschwindigkeiten für diese einen für den ganzen Beckenquerschnitt konstanten Mittelwert annehmen darf. Denn es ist klar, daß nur, wenn die benachbarten Wasserfäden verschwindend geringe Geschwindigkeitsdifferenzen aufweisen, ein Übertritt der feinen Suspensa aus einem Faden zum andern, also ein Durchsinken des Beckens nach der Vertikalen, stattfinden kann. Eine derartige gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung ist aber weder bei sehr flachen noch bei sehr tiefen Klärbecken zu erwarten, und dürfte es sonach das zweckmäßigste sein, sich bei Feststellung der Querschnittsverhältnisse, für die überdies ja auch bautechnische und bauökonomische Momente mitbestimmend werden, sich nicht zu weit von jenen Formen zu entfernen, welche einen möglichst kleinen benetzten Umfang darbieten, also einem möglichst kleinen Einfluß der Wand sowie der den Luftströmungen ausgesetzten Wasserspiegelfläche unterliegen.

Für Querschnitte, welche sich der Rechtecksform anschmiegen, wäre dies etwa das Verhältnis von $T = \frac{B}{2}$.

Dies läßt sich insofern leicht erreichen, als der erforderliche Gesamtdurchflußquerschnitt ohnehin auf mehrere Einzelbecken verteilt werden muß, um dem Wechsel der Zuflußmenge sowie der zeitweiligen Außerbetriebsetzung einzelner Becken zwecks Entschlammung Rechnung zu tragen.

Ebenso wird man bei Wahl des Verhältnisses zwischen Länge und Breite des Klärbeckens letztere Dimension nicht zu groß annehmen. Denn die Forderung, die Wassereinströmung über den ganzen Querschnitt stattfinden zu lassen, kann bei schmalen Becken technisch weitaus leichter befriedigt werden, als bei breiten. Trotzdem wird man der Ausbildung unregelmäßiger Strömungen am Einlauf und Auslauf stets besonders Rechnung tragen müssen, und aus diesem Grunde der aus den angegebenen Gleichungen ableitbaren „nutzbaren Länge L“ für die praktische Ausführung immer noch einen Zuschlag von 2—3 T erteilen.

In der Praxis wurde bisher ausschließlich das Abhängigkeitsverhältnis des Kläreffektes von Durchflußgeschwindigkeit und Beckenlänge studiert, ein Vorgang, der, wie die früher abgeleiteten Gleichungen zeigen, zwar für ein und dasselbe Becken bei konstanter Wassertiefe und gleichbleibender Beschaffenheit der Abwässer einen Maßstab abzugeben vermag, aber keine direkte Übertragung der gewonnenen Erfahrungen auf andere Beckendimensionen und Abwasserzusammensetzungen erlaubt. (So ist z. B. der

prozentuale Kläreffekt im Kölner Klärbecken für die stärker verschmutzten Tagewässer größer als für die relativ reinen Nachtwässer. Hingegen enthalten die sehr konzentrierten Kasseler Abwässer nach einer Klärung mit 4 mm Geschwindigkeit und einer Entfernung von etwa 97 % der suspendierten Stoffe noch ca. 120 mg organische Substanz in Schwebe, während die normalen städtischen Abwässer von Köln bei 40 mm, also 10mal größerer Klärgeschwindigkeit und Entfernung, von 60 % nur 110 mg ungelöster organischer Substanz aufweisen.)

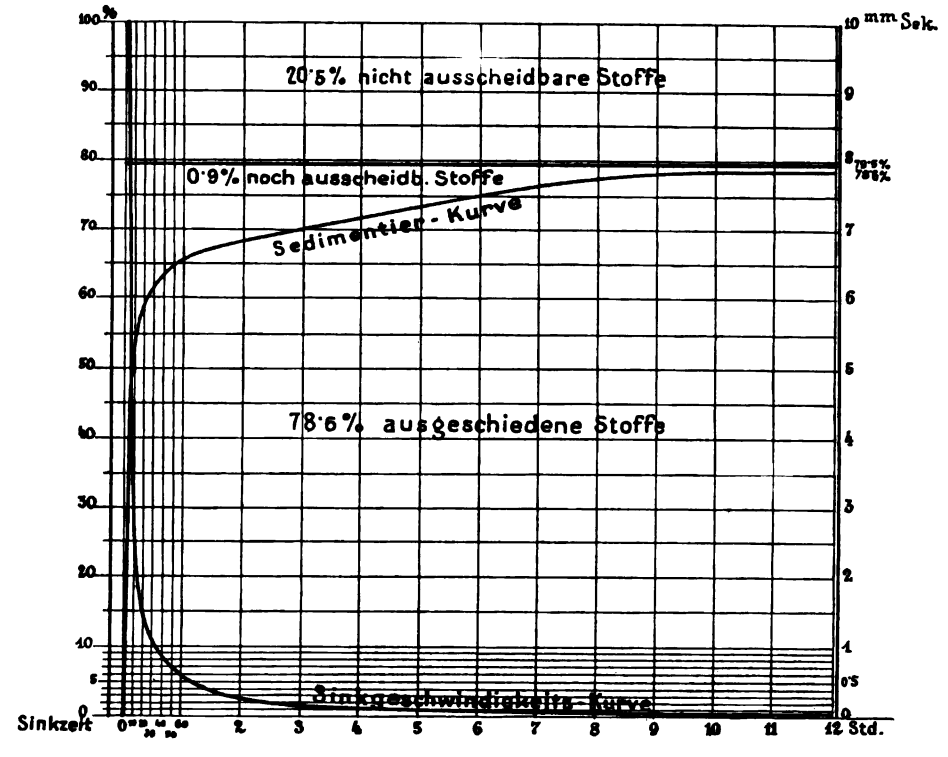


Fig. 191. Sedimentierkurve nach Steuernagel.

Deshalb scheint es zur Charakterisierung der Leistungsfähigkeit eines Beckens zweckmäßiger, einen absoluten Maßstab einzuführen und hierfür etwa die „wirksame Sinkgeschwindigkeit“ zu wählen. Hierunter sei im folgenden jene Sinkgeschwindigkeit verstanden, welche einem Schmutzteilchen zukommt, das bei der jeweils herrschenden Durchflußgeschwindigkeit während der zum Durchströmen der nutzbaren Länge des Beckens erforderlichen Zeit eben noch die ganze Beckentiefe zu durchsinken vermag.

Ein Blick auf die von Steuernagel für das Kölner Kanalwasser aufgestellte und in Fig. 191 wiedergegebene Sedimentierkurve, d. i. eine graphische Darstellung der nach verschieden langen Zeiträumen in einem 2 m tiefen Versuchsgefäße ausgeschiedenen Mengen von suspendierter organischer Substanz, zeigt, daß nach der bereits in der ersten Stunde erfolgten Ab-

lagerung der gröbsten Sinkstoffe die Menge der weiterhin ausfallenden feinen und feinsten Schmutzteilchen von der ersten bis zur sechsten Stunde fast proportional der Zeit anwächst und sich weiterhin der Grenzlinie für die überhaupt ausscheidbaren Stoffe asymptotisch nähert. Vervollständigt man dieses Diagramm durch Auftragung der auf eine Beckentiefe von 2 m bezogenen Sinkgeschwindigkeitskurve, so zeigen sich in unverkennbarer Weise die nahen Beziehungen zwischen der geringen Zunahme der Schlammausscheidung und der wirksamen Sinkgeschwindigkeit, sobald diese sich einem noch festzustellenden Grenzwerte nähert. Die kleinen Abweichungen erklären sich hierbei ungezwungen daraus, daß der Natur der Abwässer entsprechend die Verteilung der Schmutzpartikel über die einzelnen Sinkgeschwindigkeitsbezirke unmöglich eine vollkommen gleichförmige sein kann.

Die Bedeutung der Sinkgeschwindigkeit als eines kritischen Wertes für den Klärprozeß ist hierdurch wohl zur Genüge gekennzeichnet. Für die Praxis ist dies insofern von größter Wichtigkeit, als gerade dieser Wert sich in relativ kleinen und wohl allenthalben zu beschaffenden Versuchsgefäßen oder selbst in einem Schlämmapparate in einfachster Weise feststellen läßt, womit die Grundlage für die Dimensionierung von Becken bestimmter Leistungsfähigkeit geschaffen wird.

Die Erfahrung, daß speziell aus städtischen Abwässern normaler Konzentration ca. 20 % der suspendierten organischen Substanz durch Sedimentation überhaupt nicht zur Ausscheidung gebracht werden können, gestattet auch einen Rückschluß auf die für praktische Zwecke überhaupt noch in Betracht kommende geringste Sinkgeschwindigkeit zu ziehen. So läßt sich aus den Steuernagelschen Versuchen berechnen, daß bei einem über 6 Stunden ausgedehnten Klärbetriebe bei 2 m Beckentiefe während der 6. Stunde, der eine mittlere wirksame Sinkgeschwindigkeit von rund 0,1 mm/Sek. zukommt, nunmehr 1,5 % der im Abwasser in Suspension enthaltenen organischen Substanz ausfallen. In der 12. Betriebsstunde, der eine mittlere Sinkgeschwindigkeit von 0,05 mm/Sek. entspricht, findet überhaupt keine praktisch in Betracht kommende Schlammausscheidung mehr statt. Die untere Grenze der wirksamen Sinkgeschwindigkeit dürfte sonach in die Größenordnung 10^{-2} mm/Sek. zu verlegen sein. Dies scheint auch aus dem Grunde berechtigt, als die Geschwindigkeit, mit der die ihrem Wesen nach noch nicht vollständig erforschten Brownschen Bewegungen vor sich gehen, nämlich jene Vibrationen, mit denen sich mikroskopisch kleine Körperchen in Flüssigkeiten ohne merkbare Beeinflussung durch die Schwerkraft dauernd in Bewegung erhalten, den Größenordnungen 10^{-2} bis 10^{-3} mm/Sek. angehört.

Für die Zwecke allgemeinster Orientierung läßt sich aus dem geringen, derzeit verfügbaren Beobachtungsmateriale nachstehende Tabelle über das Abhängigkeitsverhältnis zwischen Sinkgeschwindigkeit und prozentualem Kläreffekt für städtische Abwässer normaler Beschaffenheit aufstellen:

Wirksame Sinkgeschwindigkeit in mm/Sek.	$\lesseqgtr$ 0,05	0,10	0,50	1,00	2,50	5,00
Kläreffekt in Prozenten	80	70—75	65—70	60—65	50—60	40—50.

Während sonach die Herabsetzung der wirksamen Sinkgeschwindigkeit rasch aufhört den erreichbaren Kläreffekt zu steigern, verlangt diese Maßregel

andererseits eine ganz erhebliche Vergrößerung der Beckendimensionen, wie aus nachstehender Tabelle ersichtlich wird.

Tabelle der erforderlichen nutzbaren Klärbeckenlänge L in Vielfachen der mittleren Klärbeckentiefe T.

Durchflußgeschwindigkeit V in mm/Sek.	Wirksame Sinkgeschwindigkeit v in mm/Sek.					
	0,05	0,1	0,5	1,0	5,0	10,0
1	20	10	2	1	0,2	0,1
5	100	50	10	5	1,0	0,5
10	200	100	20	10	5,0	1,0
20	400	200	40	20	10,0	2,0
30	600	300	60	30	15,0	3,0
40	800	400	80	40	20,0	4,0
50	1000	500	100	50	25,0	5,0
100	2000	1000	200	100	50,0	10,0

Den Schwankungen der Zuflußmenge zu einer Sedimetieranlage läßt sich durch zeitweilige Steigerung der Durchflußgeschwindigkeit oder durch Inbetriebsetzung einer größeren Beckenzahl in den Stunden des stärksten Wasserandranges begegnen.

Die alleinige Anwendung der erstangeführten Maßregel führt entweder zu einer Verminderung des Kläreffektes beim Maximalzufluß, oder zu einer gleichfalls nicht wünschenswerten Verlängerung der Durchflußzeit in den Zeiten geringen Zuflusses, die zumeist mit den Nachtstunden zusammenfallen, in denen die Abwässer ohnehin relativ arm an suspendierter Substanz sind, und eine Klärung oftmals sogar ganz unterbleiben kann. Die zeitweise Änderung der Durchflußgeschwindigkeit bringt aber noch einen besonderen Nachteil mit sich. Der Klärschlamm weist stets einen hohen und in erster Linie durch seinen Gehalt an feinen und feinsten Teilchen bedingten Wassergehalt auf. Daraus ergibt sich, daß bei einer mit hoher Klärgeschwindigkeit oder in kurzen Becken vollzogenen unvollständigen Klärung, bei der nur die groben Teilchen zum Ausscheiden gebracht werden, ein wesentlich wasserärmerer Schlamm gewonnen wird, als bei einer durchgreifenden Klärung mit kleiner Klärgeschwindigkeit, bei der auch die feinsten ausscheidbaren Teilchen abgelagert werden.

Bei den Steuernagelschen Versuchen betrug beispielsweise:

Durchflußgeschwindigkeit in mm/Sek.	4	20	40
Kläreffekt in Prozenten der ausgeschiedenen organischen Bestandteile .	72,3	69,1	58,9
Ausgeschiedene Schlammmenge in Liter pro 1 m³ Abwässer	4,04	2,47	1,84
Wassergehalt des Schlammes in Prozenten	95,57	92,87	91,34
Trockensubstanzgehalt des Schlammes in Prozenten	4,43	7,13	8,66
Menge der pro 1 m³ Abwässer ausgeschiedenen Trockensubstanz in gm	179,0	176,4	159.2

Diese Zahlen zeigen deutlichst den großen Einfluß einer ganz geringen Menge feinster Substanz auf die Erhöhung der Wasserkapazität.

Eine derartige Durchmischung grober und feiner Teilchen muß aber insbesondere bei oftmals wiederholter Änderung der Klärgeschwindigkeit auftreten, da die feine Substanz bei größerer Klärgeschwindigkeit erst am Beckenende, bei kleiner Durchflußgeschwindigkeit aber schon näher am Beckenanfang ausgeschieden wird.

Man wird also den Forderungen nach Erzielung eines gleichmäßig hohen Kläreffektes sowie der Gewinnung eines wasserarmen Klärschlammes am besten dadurch genügen, daß man dem Zuflußquantum entsprechend bald mehr, bald weniger Becken in Dienst stellt und nur in den Stunden größten Wasserandranges eine mäßige Durchflußgeschwindigkeitssteigerung gestattet.

Bei Bestimmung der Zahl der anzulegenden Becken kommt außerdem in Betracht, daß ein Teil derselben zwecks Reinigung zeitweilig ausgeschaltet werden muß, und diese Räumung im Sommer, in dem der Schlamm rasch in Fäulnis übergeht, oftmals in Intervallen von nur 2—3 Tagen vorgenommen werden muß, während im Winter ein 10—14 tägiger Turnus zumeist ausreicht, falls die an den Becken auszuführenden Schlammtrichter die Anhäufung so großer Schlammmengen gestatten.

Beim Trennsystem, dessen Abflußschwankungen zwischen Nachtminimum, Tagesmittel und Tagesmaximum sich etwa im Verhältnis 0,5 : 1 : 2,5 bewegen, läßt sich der normale Betrieb mit zwei Becken abwickeln, von denen während der Nachtstunden nur eines, im Tagesbetriebe beide mit normaler Durchflußgeschwindigkeit arbeiten und letztere in der Zeit des größten Abflusses auf das 2,5 fache gesteigert wird, während ein drittes Becken von gleicher Größe (also 50 % Reserve) im Wechselbetriebe mit den beiden andern die Vornahme der Reinigung unter Vermeidung von Nachtarbeit gestatten würde.

Beim Sammelsystem, dessen Maximalabflußmenge durch die Kapazität der Notauslässe festgelegt ist, müssen etwas größere Reserven vorhanden sein. Nimmt man z. B. eine 5 fache Verdünnung des mittleren Zuflußquantums (also immer noch doppelte Verdünnung, falls der maximale Brauchwasserzufluß und Regenabfluß zeitlich zusammenfallen) sowie eine 100 prozentige Reserve, so wäre es zweckmäßig, 4 Becken anzulegen, von denen in der Nacht ein einziges, beim mittleren Tageszuflusse 2 in Betrieb stehen, während das Tagesmaximum entweder durch Steigerung der Durchflußgeschwindigkeit auf das 2,5 fache der normalen in 2 Becken, oder auf das 1,66 fache in 3 Becken bewältigt würde, und der maximale Regenabfluß in 3 Becken unter Erhöhung der Klärgeschwindigkeit auf das 3,3 fache aufgenommen werden könnte.

Bei größeren Anlagen läßt sich der erforderliche Beckenquerschnitt auf Sätze zu je 3—4 Becken, die nach dem angegebenen Schema zusammenarbeiten, aufteilen.

Auch bei Vornahme des Sedimentierbetriebes ist es notwendig, die Abwässer vor Einleitung in die Klärbecken durch Sandfänge, Rechen oder Siebanlagen von den gröbsten Sink-, Schwimm- und Schwebestoffen zu befreien, wozu die bereits besprochenen Mechanismen Verwendung finden. Die in den Becken selbst an die Oberfläche steigenden feineren Schwimmstoffe

werden durch Tauchbretter zurückgehalten. Letztere sollen aber nur wenig unter den Wasserspiegel hinabreichen, da sie die Strömung nicht ungünstig beeinflussen dürfen.

Die Sohle der Klärbecken wird im Querschnitte muldenförmig ausgeführt und mit einem nach dem Auslauf ansteigenden Längsgefälle (1 : 100 bis 1 : 50) sowie am Beckeneinlauf mit einem geräumigen Schlammtrichter versehen. Die Erwartung, daß der ausgeschiedene Schlamm auf der so gebildeten sanft geneigten Rutschfläche auch während des Betriebes unter Wasser stetig nach dem Schlammfang fließen werde, hat sich wohl als trügerisch erwiesen, denn der Klärschlamm besitzt trotz seiner Dünnflüssigkeit dem Wasser gegenüber keine hinlängliche Gewichtsdifferenz, um auf dieser sanften Neigung in Bewegung zu kommen. Dennoch hat diese Anordnung insofern ihre volle Berechtigung, als am Beckenanfang die stärkste Schlammausscheidung stattfindet, die bei horizontaler oder gegen den Auslauf abfallender Sohle in kürzester Zeit zu einer schädlichen Einengung des Durchflußquerschnittes führen müßte.

Um ein beträchtlich höheres Sohlengefälle zu erzielen und eine Entschlammung unter Wasser zu ermöglichen, wurden die neuen Klärbecken in Frankfurt mit zwei, jene von Elberfeld sogar mit 4 hintereinander liegenden Schlammsümpfen versehen. In Elberfeld wurden hierbei die dem Einlauf zugekehrten Schlammtrichter mit größerem Fassungsraume angelegt, um dem stärkeren Schlammanfall in der ersten Beckenhälfte (etwa 50—60 % der Gesamtmenge an Sinkstoffen) Rechnung zu tragen. Hiermit wurde gleichzeitig eine Trennung des wasserärmeren vom wasserreichen Schlamm angestrebt. Die Einrichtungen zur Schlammableitung werden hierdurch allerdings wesentlich kompliziert.

Während man früher sowohl die Wasserzuleitung als auch die Ableitung mit Hilfe breiter, in der Höhe des Normalwasserspiegels gelegener Überfälle bewerkstelligte, wird auf Grund der neueren Erfahrungen vorgezogen, die Wassereinleitung mit Hilfe von Regulierschützen, durch welche der Einlaufquerschnitt nach Breite und Höhe möglichst vollständig freigelegt werden kann, vorzunehmen. Hiermit wird neben der Erzielung einer gleichförmigen Strömung im Becken die Bildung von Schlammablagerungen im Zulaufkanal hintangehalten.

Für den Ablauf findet man hingegen mit senkbaren Aufsätzen versehene Wehrrücken beibehalten oder Klappschütze angebracht. Während letztere bei entsprechend tiefer Lage des Ablaufkanales eine fast vollständige Entleerung des Beckens gestatten, müssen neben den Wehrrücken noch besondere Etagenablässe, Schwimmerarme und dergl. angebracht werden.

Das direkt über den Schlammablagerungen stehende Wasser ist zufolge der bei der vollständigen Entleerung unvermeidlichen Schlammaufwirbelung stets stark getrübt und darf nicht direkt in den Vorfluter eingelassen werden. Dasselbe wird daher meist in den Zulaufkanal zurückgepumpt und neuerlich dem Klärprozeß unterworfen.

Die Gefällverhältnisse gestatten wohl nur ausnahmsweise, den ausgeschiedenen Klärschlamm per Gravitation abzuleiten. Zumeist wird eine

mechanische Absaugung vorzunehmen sein, welche mit Hilfe von Schlamm pumpen oder unter Verwendung von Vakuumkesseln bewerkstelligt wird. Letztere werden meist in Zweizahl aufgestellt und so betrieben, daß alternierend die aus dem einen Kessel abgesaugte Luft zum Abdrücken des Schlammes aus dem andern verwendet wird. Da Schieber und Ventile in den Schlammleitungen leicht Verstopfungen erfahren, hat die Firma Geiger ein zuerst in Elberfeld eingebautes Schlammventil mit großem Durchgangsquerschnitt nach dem Prinzipe des Dreiweghahnes konstruiert. Dasselbe eignet sich insbesondere zum Anschluß mehrerer Schlammsümpfe an eine gemeinsame Hauptleitung.

Als Baumaterial für die Klärbecken findet fast ausschließlich Stampfbeton Anwendung, und ist auf Erzielung vollständiger Wasserdichtheit besonderes Augenmerk zu richten. Vielfach wird an Stelle eines glatten Verputzes der inneren mit dem kohlensäurereichen Abwasser in dauernder Berührung stehenden Beckenteile eine Verblendung mit Klinkern oder selbst mit glasierten Chamotteplatten angebracht. Eine Eindeckung oder Überwölbung der Becken der ganzen Länge nach wird wohl nur ausnahmsweise durchgeführt werden; Überbauten beschränken sich zumeist nur auf die Sieb- und Rechenanlagen, die Schütz- und Schiebergalerien sowie die Räumlichkeiten zur Aufstellung der Pumpen.

Bei Durchbildung der Fundamente, der Umfassung und Zwischenwände der Becken ist auf die rasch wechselnde und oftmals einseitige Belastung, sowie auf die Wirkung des Grundwasserauftriebes besondere Rücksicht zu nehmen.

Als Beispiel einer dem neuesten Stande der Erfahrung entsprechenden mechanischen Kläranlage sei jene der Stadt Znaim in Mähren[1]) im nachstehenden kurz beschrieben (Fig. 192).

Die Stadt Znaim, mit 15000 Einwohnern und lebhafter Industrie, besitzt eine moderne Schwemmkanalisation; derselben liegt die Annahme eines Trockenwetterabflusses von 1400 m^3 pro Tag mit einem maximalen Stundenabfluß von 84 m^3 bezw. 23,3 sl. zugrunde. Für den Regenabfluß ist die vierfache Wassermenge, d. i. 93,2 sl., angenommen. Der derzeitige Abfluß dürfte jedoch 1000 m^3 pro Tag noch nicht überschreiten. Unter diesen Annahmen würde sich selbst bei einem Niederwasserquantum von 4 m^3 pro Sekunde in dem als Vorfluter dienenden Thayaflusse noch eine 120fache Verdünnung ergeben und steigert sich dieselbe bei Mittelwasser sogar auf das 200fache. Trotzdem wurde die Vornahme einer mechanischen Klärung der Abwässer notwendig, da der Hauptsammler im Bereiche des Rückstaues eines Wehres ausmündet.

Die Anlage umfaßt 3 Klärbecken mit je 30 m Länge, 2,8 m mittlerer Breite und 2,0 m mittlerer Tiefe. Die Sohle steigt unter 1 : 50 gegen den Beckenauslauf an.

[1]) Diese Anlage wurde nach den Plänen des beh. aut. Bauingenieurs Ludwig Roth, öffentl. Gesellschafters der Bauunternehmung N. Rella & Neffe, Wien, von genannter Firma im Jahre 1906 erbaut, und sei an dieser Stelle für die Überlassung der Pläne der geziemende Dank zum Ausdruck gebracht.

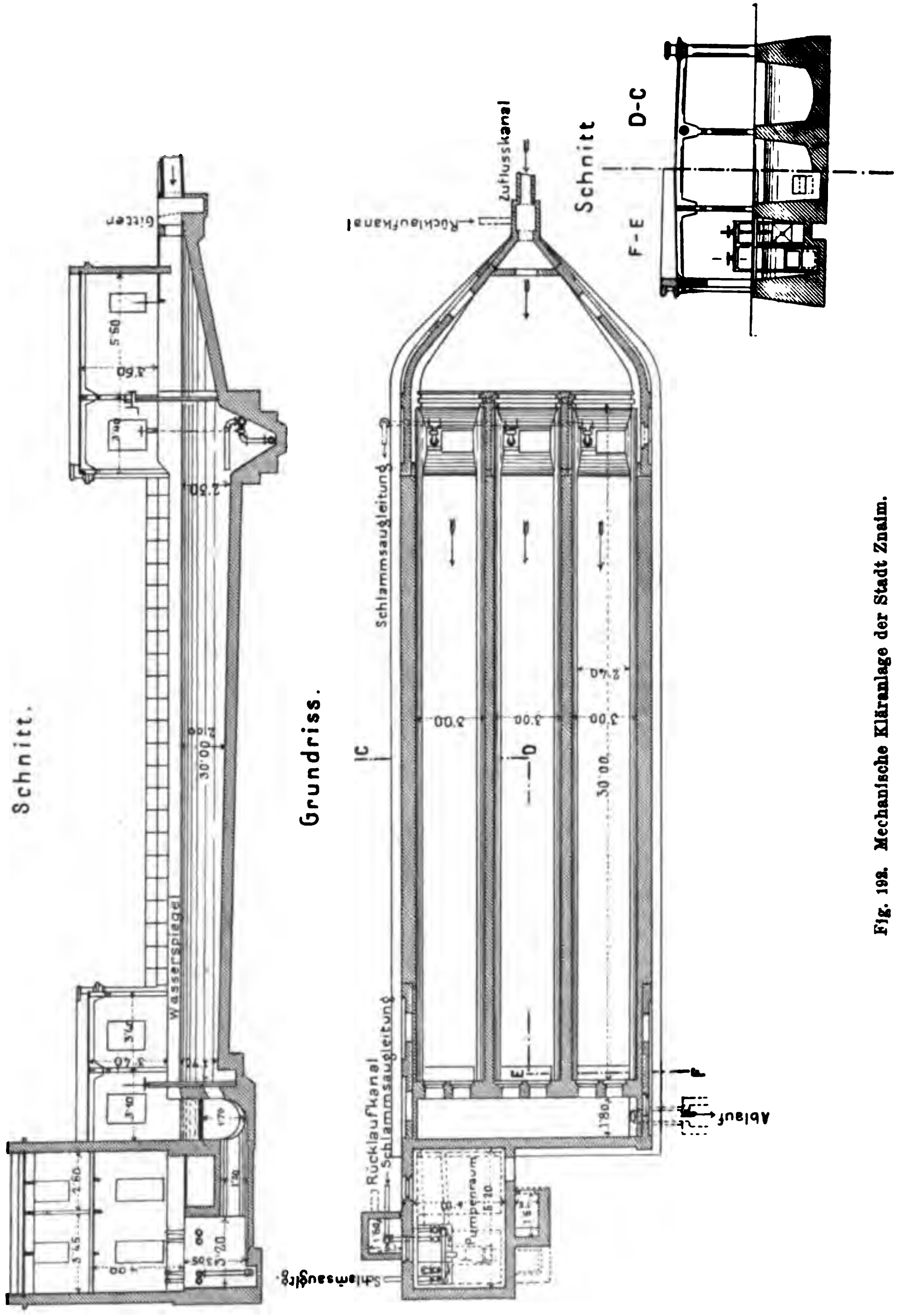


Fig. 192. Mechanische Kläranlage der Stadt Znaim.

Vor den drei Becken liegt eine gemeinschaftliche Einlaufgalerie, in welcher der mit einem Eiprofil von 50/70 cm ausgeführte Hauptsammler nach Passierung eines kleinen Sandfanges mit Stabrechen einmündet. Jedes Becken ist durch einen Schütz von der Einlaufgalerie abschließbar.

Am Beckenende befindet sich eine Überfallmauer, über deren Rücken die geklärten Wässer abströmen. In derselben sind zwecks vollständiger Entleerung der Becken seitlich übereinander je zwei senkbare Schütze angeordnet, so daß das Wasser von oben nach unten langsam abgelassen werden kann. Die oberen Schütze ergießen ihr Wasser in die Reinwasserablaufgalerie, während die unteren in einen verdeckten Rücklaufkanal führen, aus dem das Wasser behufs neuerlicher Klärung in die Einlaufgalerie zurückgepumpt werden kann.

Einlauf- und Ablaufgalerie sind durch einen loggienartigen Überbau gedeckt, um die Mechanismen und das Bedienungspersonal gegen die Unbilden der Witterung zu schützen. Die Pumpen für die Rückförderung des über dem Schlamme stehenden Wassers, sowie für die Beförderung des Schlammes nach den Schlammtrockenplätzen sind in einem eigenen Betriebsgebäude aufgestellt.

Nach der Entschlammung eines Beckens wird dasselbe von der Reinwassergalerie aus mit bereits geklärtem Abwasser gefüllt und dann erst die Zuleitung von ungereinigtem Wasser begonnen. Hierdurch wird eine Störung des Klärbetriebes in den benachbarten Becken vermieden. Als Durchflußgeschwindigkeiten ergeben sich bei gleichzeitigem Betriebe aller 3 Becken für das derzeitige mittlere Zuflußquantum von 16,7 sl. 1,4 mm pro Sekunde, bei 23,3 sl. 2 mm pro Sekunde und bei Regenabfluß etwa 8 mm pro Sekunde.

Die Anlage ist ganz in Stampfbeton bezw. Eisenbeton ausgeführt. Die bei der Projektierung gehegten Erwartungen bezüglich der Erzielung eines Kläreffektes von 70 % wurden durch die Betriebsergebnisse sogar weit übertroffen. Eine vom chemich-technischen Laboratorium zu Wien durchgeführte Untersuchung ergab eine Abnahme im Gehalte an suspendierten organischen Stoffen von 3517,2 mg pro Liter am Einlaufe auf 141,2 mg am Auslaufe, sonach eine Entfernung von 96 %. Die hohe Konzentration der Znaimer Abwässer — bei der angeführten Probenahme ergab sich ein Gesamttrockenrückstand von 8964 mg pro Liter mit 4548 mg organischen Bestandteilen — stammt von den in der Stadt betriebenen Gerbereien, Stockbeizereien und der Gemüsekonserven-Industrie, welche u. a. bedeutende Mengen von Waschwässern liefert.

Die Kosten der Anlage, einschließlich der mit Tonrohren von 20 cm Lichtweite ausgeführten Schlammleitung nach 4 in ca. 1200 m Entfernung gelegenen Schlammtrockenplätzen, belief sich auf rund 90000 K. Es entfällt sonach auf 1 Tageskubikmeter ein Betrag von 64 K bezw. 6 K auf den Kopf der derzeit angeschlossenen Bevölkerung.

b) Klärbrunnen und Klärtürme.

Im Gegensatze zu den Flachbecken, die vom Abwasser in horizontaler Richtung durchflossen werden, ist die Wasserbewegung in den Klärbrunnen

und Türmen eine vertikal aufsteigende und daher jener der absinkenden Schmutzteilchen gerade entgegengesetzt. Es könnten daher nur jene Teilchen zur Ausscheidung gelangen, deren Sinkgeschwindigkeit größer ist als die Steiggeschwindigkeit des Wasserstromes, wenn nicht durch jene Teilchen, deren Sinkgeschwindigkeit der Steiggeschwindigkeit gleich ist, und die sich daher in relativer Ruhe schwebend erhalten, ein sogenanntes „Schwebefilter" gebildet würde, das, sich nach und nach verdichtend, auch feinen, durch die Strömung mitgerissenen Partikeln den Durchgang verwehren würde. So erklärte es sich, daß selbst bei einer Durchflußgeschwindigkeit von 0,5—1,0 mm pro Sekunde noch eine ziemlich weitgehende Ausscheidung der Suspensa erfolgt. Die Brunnen und Türme erfordern somit auch für kleine Wassermengen ganz bedeutende Querschnitte.

Klärbrunnen werden zumeist mit einem oberen, zylindrischen und einem unteren, konischen Teile angelegt, welch letzterer sich zu einem Schlammtrichter mit Schlammableitungsrohr verengt. Die Wasserzuleitung erfolgt durch ein oder mehrere Abfallrohre kurz über dem Schlammfange.

Besondere Konstruktionsregeln fehlen derzeit noch gänzlich, doch scheint nach diesbezüglich an Schlämmapparaten angestellten eigenen Beobachtungen namentlich der konische Teil, in dem sich mit zunehmender Höhe eine Verminderung der Durchflußgeschwindigkeit einstellt, der Ausbildung eines wirksamen Schwebefilters, das bei jeder Änderung der Durchflußmenge sowie des Durchgangswiederstandes seine Lage wechselt, äußerst günstig. Demgemäß dürfte es rationell sein, den konischen Teil nicht zu steil und möglichst lang anzulegen. Um den auf der gleichfalls konischen Brunnensohle abgelagerten Schlamm nach dem eigentlichen Schlammtrichter zu befördern, müssen besondere Schlammabstreicher angelegt werden, die am zweckmäßigsten durch maschinellen Antrieb dauernd in äußerst langsamer Rotation erhalten werden.

Durch Bedeckung eines Klärbrunnens mit einer gasometerartig übergestülpten zylindrischen, oben kalottenförmig abgeschlossenen Glocke aus Eisenblech mit innerer Aussteifung durch Träger oder Winkelringe entstehen die Klärtürme.

Die Wasserzuleitung erfolgt aus einem die Glocke ringförmig umziehenden Zuleitungskanal, aus dem Abfallrohre bis über den Schlammtrichter hinabführen. Die Wasserentnahme findet unterhalb der Kalotte statt. Das Ableitungsrohr muß in einem Ablaufbecken unter Wasserspiegel münden und letzterer dauernd etwa 10—25 cm unter jenem des Zulaufgerinnes erhalten werden, um den ganzen Apparat als Heber weiter wirken zu lassen, nachdem derselbe durch Evakuierung der Glocke mit Hilfe einer von der Kalotte abzweigenden Luftsaugleitung in Betrieb gesetzt wurde.

Die Konstruktionshöhe der Glocke ist somit schon durch die Höhe der atmosphärischen Pressung begrenzt, doch empfiehlt es sich, dieselbe weit niedriger zu halten, da ein zu hohes Vakuum den Gasaustritt aus dem Abwasser begünstigt und dessen wiederholte Herstellung während des Betriebes erforderlich macht. Übrigens scheint nach den früher mitgeteilten Beobachtungen eine bedeutende Verlängerung des zylindrischen Teiles die

Wirkung des Apparates ohnehin nicht wesentlich zu unterstützen und lediglich dazu beizutragen, bei kleinen Zuflußschwankungen eine begrenzte Lagenänderung des Schwebefilters zu gestatten. Klärtürme wurden namentlich zur Durchführung des noch zu besprechenden Degenerschen Kohlebreiverfahrens von der Firma Röckner-Rothe, Berlin (jetzt Rothe & Co.), mit Durchmessern bis zu 11 m errichtet.

Als eine besondere Durchführungsart der mechanischen Klärung muß noch das Verfahren von Ch. Kremer genannt werden.[1]) Hierbei wird durch Einbau verschiedener Leitwände in ein Becken von nur geringem Fassungsraum dem Abwässerstrom eine mehrfach abgelenkte Strömungsrichtung angewiesen und hierdurch nicht nur eine Klärung des Abwässers erzielt, sondern auch eine Trennung des Schlammes bewirkt, und zwar so, daß der leichte, fettreiche Teil sich unter einer Glocke an der Wasseroberfläche ausscheidet und abgeschöpft werden kann, während der fettarme und leicht entwässerbare gröbere Schlamm zu Boden sinkt und durch eine Transportschnecke aus dem Apparate entfernt wird. Ein Apparat für eine Tagesleistung von 1000 m^3 beansprucht einen Raum von nur 15 m^2 und vermag hierbei im kontinuierlichen Betriebe etwa 50 % der suspendierten Bestandteile zu entfernen; im intermittierenden Betriebe, bei dem die Mengenleistung auf die Hälfte sinkt, soll der Kläreffekt sogar über 70 % betragen. Für größere Abwässerquantitäten werden die einzelnen Apparate zu Batterien vereinigt und soll ein Arbeiter für die Bedienung von 12 Apparaten hinreichen. Da das Abwasser den Apparat in etwa 15 Minuten durchfließt, gelangt dasselbe in ungefaultem Zustande in den Vorfluter.

3. Chemisch-mechanische Klärverfahren.

Den chemisch-mechanischen Klärverfahren schwebte als Ziel vor, durch Zusatz von Fällungsmitteln in den Abwässern gelöste Stoffe zur Ausscheidung zu bringen und durch Bildung voluminöser, spezifisch schwerer und daher rasch zu Boden sinkender Niederschläge die rein mechanische Ausscheidung der feinen Schwebestoffe zu befördern. Die anfangs an diese Methoden geknüpften Hoffnungen, welche sich nicht bloß auf den erzielbaren Reinigungseffekt, sondern auch auf die Gewinnung eines landwirtschaftlich hochwertigen Klärschlammes bezogen, haben sich jedoch als unberechtigt gezeigt. Von den zahlreichen bekannt gewordenen Verfahren vermochte — vom Degenerschen Kohlebreiverfahren abgesehen — keines die Erwartungen voll zu befriedigen.

Hierbei ist zu beachten, daß angesichts der großen zu behandelnden Abwässermengen als Zuschläge nur wohlfeile Substanzen Verwendung finden können, daß bei der komplizierten Zusammensetzung, namentlich der städtischen Abwässer, eine einzige Substanz die gewünschten Umsetzungen allein nicht

[1]) Das durch Patente geschützte Verfahren wird von der Gesellschaft für Abwässerklärung m. b. H. Berlin, Königgrätzerstraße 19, ausgeführt. Vergl. auch: Dr. M. Hoffmann, Ein neues Klärverfahren für städtische Abwässer mit gleichzeitiger Fettgewinnung; Mitteilungen der deutschen Landwirtschaftsgesellschaft Jahrg. 1904, No. 16, und Gesundheit XXIX. Jahrg. (1904), No. 16.

hervorzubringen vermag, die gleichzeitige Verwendung verschiedener Fällungsmittel aber oftmals zu einer Schwächung oder Aufhebung der Einzelwirkung führt, daß endlich die starke Verdünnung den zeitlichen Verlauf sowie das Endergebnis der Reaktion ungünstig beeinflußt, und daher Umsetzungen, die unter Versuchsbedingungen vollkommenes zu leisten vermögen, im Großbetriebe vollständig versagen. Dies sowie die Schwierigkeiten bei Verwertung der massenhaften Schlammrückstände bedingen, daß die chemisch-mechanischen Klärmethoden mehr und mehr an Bedeutung verlieren.

Als Klärmittel fanden hauptsächlich Ätzkalk und die schwefelsauren Salze des Eisens, des Aluminiums und Magnesiums als Grundsubstanzen einzeln oder in Kombination mit meist fast völlig wirkungslosen Zuschlägen Verwendung.

Ätzkalk (bezw. Kalkmilch), in Mengen von 100—500 mg pro 1 m^3 den Abwässern zugesetzt und innig vermischt, führt durch Verbindung mit der in fäulnisfähigen Abwässern stets reichlich vorhandenen Kohlensäure sowie dem Ammoniumkarbonat zur Bildung von schwer löslichem Kalziumkarbonat, das einen grobflockigen, leicht abscheidbaren Niederschlag liefert.

Ein besonderer Nachteil des Kalkzusatzes liegt in der Lösung von Eiweißstoffen, sowie in der Austreibung von Ammoniak, wodurch Geruchsbelästigungen entstehen.

Wenngleich ein Kalkmilchzusatz in der für Abwassererklärung üblichen Menge keine vollkommene Sterilisierung herbeiführen kann, so wirkt derselbe auf die in den Abwässern enthaltenen Bakterien doch zumindest entwicklungshemmend; in dem mit Kalkzusatz geklärten Abwasser können daher, solange dasselbe einen Überschuß an Kalziumoxydhydrat aufweist, auch keinerlei Fäulniserscheinungen auftreten. Die so behandelten Abwässer erscheinen daher beim Verlassen der Klärbecken vollkommen klar, farblos und geruchlos. Diese Eigenschaft ist aber keine bleibende; sobald das überschüssige Kalziumoxydhydrat durch Kohlensäureaufnahme in das Karbonat übergeführt ist, erscheint auch die sterilisierende Wirkung desselben aufgehoben und stellen sich mit der in der freien Natur unausbleiblichen Neuinfektion auch rasch wieder Fäulnisvorgänge ein. Der Kalkzusatz hat also kaum mehr geleistet als eine rein mechanische Sedimentation, wohl aber die Schlammmengen sowie die Klärkosten erheblich erhöht.

Der Zusatz von Eisenchlorid, Eisen oder Aluminiumsulphat führt mit dem in den Abwässern enthaltenen Alkali- bezw. Ammoniumkarbonat zu analogen Niederschlagsbildungen. Die Tonerdesalze üben zwar außerdem auch eine fällende Wirkung auf gelöste Eiweißstoffe, im großen ganzen leisten aber auch diese Zuschläge nicht wesentlich mehr als der billigere Ätzkalk.

Bezüglich der technischen Durchführung unterscheiden sich die chemisch-mechanischen Klärmethoden von der rein mechanischen Sedimentation lediglich durch die Vorrichtungen für die Zumischung des Klärmittels. Dieselbe erfolgt zumeist in Mischgerinnen, d. s. mit starkem Gefälle und besonderen Abflußerschwernissen versehene Gerinne, in denen das vorher in Rührwerken gelöste Fällmittel in den Abwasserstrom eingeleitet und mit diesem innig

vermischt wird. Die Regelung des Chemikalienzusatzes erfolgt entweder von Hand oder mit Hilfe automatisch arbeitender Vorrichtungen, in letzterem Falle zumeist in einer dem jeweiligen Abwässerzufluß proportionalen Menge. Angesichts des fortwährenden Konzentrationswechsels ist hierbei die Zugabe eines Überschusses an Klärmittel meist unvermeidlich.

Wie bemerkt, haben die chemisch-mechanischen Methoden als selbständige Reinigungsverfahren für städtische und ähnlich zusammengesetzte Industrieabwässer ihre Bedeutung fast vollkommen eingebüßt. Eine große Zahl von Kläranlagen, welche früher mit Chemikalienzusatz arbeitete, ist auf den rein mechanischen Sedimentierbetrieb zurückgekommen und erzielt bei rationeller Handhabung desselben kaum ungünstigere Reinigungseffekte, als durch die weit kostspieligeren chemischen Methoden.

Um ein konkretes Beispiel anzuführen, seien im nachstehenden einige Daten über die Kläranlage der Stadt Leipzig angeführt. In dieselbe gelangen die Abwässer von 545000 Personen und schwankt der Zufluß (im Jahre 1905) zwischen 40000 m³ und 107000 m³. Als Klärmittel dient eine Lösung von Eisenoxyd in Eisensulphat, von der pro Jahr 7296 t mit einem Gehalte von 1295 t Eisenoxyd verbraucht wurden. Es entfällt pro 1 m³ Abwässer ein Zusatz von 54,5 gm Eisenoxyd und ergibt sich eine Schlammmenge von 93,550 m³ wasserhaltigem Klärschlamm bezw. 3,95 l pro 1 m³ Abwässer. Der Betrieb der Kläranlage, auf der im Jahresdurchschnitt etwa 40 Mann beschäftigt sind, erforderte im Jahre 1905 einschließlich Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals die Summe von rund 474000 K, d. i. pro 1 m³ Abwässer 2,18 Heller, wovon 1,18 Heller auf den Klärmittelankauf entfallen. Pro Kopf und Jahr ergibt sich ein Schlammanfall von 172 l und Klärkosten von 0,87 K. Der Klärschlamm wird zum kleinsten Teil auf besonderen Schlammtrockenplätzen getrocknet, zum größeren Teil nach einem der Kläranlage benachbarten, von trockengelegten Altwasserarmen des Flusses Elster durchzogenen Gehölze befördert. Angesichts der geringen Nachfrage der Landwirte haben sich die Schlammdepots in beängstigender Weise vergrößert. Nachdem pro Fuhre Schlamm von den Landwirten nur 30—60 Heller gezahlt werden, die Verladung hierbei aber von der Stadt getragen werden muß, erleidet dieselbe bei der Schlammabfuhr sogar einen Verlust. Auch die Tage der Leipziger Kläranlage dürften nur noch gezählte sein, nachdem der mit der chemischen Behandlung erzielte Reinigungseffekt bei der raschen Zunahme der Abwässermenge kaum mehr genügt, den Vorfluter entsprechend rein zu erhalten.

4. Unterbringung des Klärschlammes.

Erfahren die Abwässer selbst durch die mechanische Entfernung der ungelösten Stoffe mit ihrem hohen Gehalte an zersetzungsfähiger organischer Substanz eine unter günstigen Vorflutverhältnissen bereits ausreichende Reinigung, so erwächst durch das Verfahren noch die weitere Aufgabe, für die unschädliche Unterbringung des ausgeschiedenen Klärschlammes zu sorgen.

Hierbei verursacht der hohe Wassergehalt des Schlammes die größten Schwierigkeiten, indem derselbe nicht nur das Eintreten von Fäulniserscheinungen begünstigt, sondern auch das zu bewältigende Schlammvolumen

auf ein Vielfaches vermehrt und so einen drückenden Ballast für die technische Weiterverwendung dieses Materials bildet.

Da der Schlamm zumeist mit einem Wassergehalte von über 90 % anfällt und erst bei etwa 60 % Wassergehalt stichfest wird, müssen demselben zwecks Überführung in diesen Zustand ganz beträchtliche Wassermengen entzogen werden.

Bei einem Wassergehalt des Schlammes in Prozent . .	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
entfällt 1 Teil Trockensubstanz auf Teile Schlamm . . .	1,66	1,81	2,00	2,22	2,50	2,85	3,33	4,00	5,00	6,66	10,00	20,00.

Dazu kommt, daß der frische, ungefaulte Schlamm, besonders bei hohem Gehalte an Feinschlamm und Fett, sein Wasser nur schwer abgibt. Soll die Trocknung an der freien Luft erfolgen, so wird der Schlamm zumeist in besondere Becken geleitet, deren Sohle durch ein mit offenen Fugen auf einer drainierend wirkenden Kiesschicht verlegtes Ziegelpflaster befestigt wird. Der Schlamm darf dann aber nur in einer wenige Dezimeter starken Schicht eingebracht werden und bedarf, um stichfest zu werden, je nach den Witterungsumständen, eines Zeitraumes von mehreren Wochen. Daher ist stets ein bedeutendes Areal an Schlammtrockenplätzen erforderlich. Steht ein solches nicht zur Verfügung, so kann man sich wohl auch durch künstliche Wasserentziehung durch Zentrifugieren oder durch Abpressen in Rahmenpressen einigermaßen helfen. Vielfach bedarf es aber dann noch besonderer Zusätze (Kalk), um eine konsistente Masse zu erzeugen.

Auch für den abgetrokneten Schlamm ergibt sich wenig Aussicht auf angemessene Verwertung.

Die Landwirtschaft zeigt meist nur geringe Neigung, den Klärschlamm als Düngemittel zu verwenden, denn, obgleich derselbe immerhin ansehnliche Mengen an Pflanzennährstoffen enthält, so werden diese doch nur in schwer zugänglicher Form dargeboten. Andererseits enthält der Schlamm eine Reihe vollständig wertloser Bestandteile, die, wie z. B. die feinen Zellulosefasern und die Fettstoffe, die physikalischen Eigenschaften des Bodens direkt ungünstig beeinflussen.

So enthält z. B. der in Frankfurt a. M. gewonnene und früher unter dem Namen „Frankfurter Poudrette“ in den Handel gebrachte Klärschlamm in der Trockensubstanz 2,3 % Stickstoff, 1,5 % Phosphorsäure und 0,17 % Kali. Die von Prof. P. Wagner mit diesem Rückstande vorgenommenen Düngungsversuche ergaben, daß dasselbe im ersten Versuchsjahre wirkungslos blieb und im zweiten Jahre nur eine geringe Nachwirkung äußerte, und zwar verhielt sich dieselbe zur äquivalenten Menge von Saldeterstickstoff bezw. Ammoniakstickstoff wie 100 : 96 : 9. Natürlich getrocknet (mit 50—60 % Wasser) wurde dieser Klärschlamm zu einem Preise von 85 h pro einspännige Fuhre loco Kläranstalt abgegeben, fand aber bald nur noch wenige Abnehmer. Auch nach künstlicher Trocknung und Vermahlung in Säcken zu 100 kg, zum Preise von 1,45 K angeboten, erzielte derselbe nur geringen Absatz.

Zu ähnlichen Resultaten führten die von Prof. Dr. Backhaus[1]) mit dem Schlick aus den auf den Berliner Rieselfeldern an den Druckrohrausmündungen angelegten Absitzbecken angestellten Düngungsversuche, welche nicht nur die schwere Zugänglichkeit der Pflanzennährstoffe, sondern insbesondere auch die ungünstige Rückwirkung auf die physikalischen Bodeneigenschaften klar erkennen lassen. Dieselben äußerten sich namentlich bei inniger Durchmischung des Schlickes mit dem Erdreich, während eine tiefe Unterbringung sich als weniger schädigend erwies. Das gleiche Ergebnis hatten die von Backhaus mit der Asche von Schlammbriketts ausgeführten Versuche. Nach alledem ist die Möglichkeit einer rationellen Verwertung der Schlammrückstände zu Düngungszwecken wohl nur auf Grund besonderer Vorbehandlung durch Kompostierung und dergl. zu erwarten.

Auch die industrielle Verwertung des Klärschlammes hat bisher wenigstens im Großbetriebe noch keine Dauererfolge aufzuweisen vermocht.

Die Extraktion von Fett, welche in der Kasseler Kläranlage[2]) nach einem von Dr. Degener ausgearbeiteten Verfahren — Zusatz von Schwefelsäure, Erhitzen des Gemisches auf 100 ° C., Abpressen der erhitzten Masse in Filterpressen, Extraktion der zerkleinerten Preßkuchen mit Benzol, Rückgewinnung des Extraktionsmittels und Destillation des Fettes — von der Maschinenfabrik Beck & Henkel mehrere Jahre hindurch betrieben wurde, mußte im Jahre 1906 wiederum eingestellt werden, obzwar der Kasseler Klärschlamm sich besonders reich an extrahierbarem Fett erwies (8—25 % der Trockensubstanz) und der Rückstand als Düngerpulver in Handel gebracht wurde. Andere Fettgewinnungsverfahren, wie z. B. die Verarbeitung der Schwimmschicht der Kremerschen Apparate durch Extraktion mit Tetrachlorkohlenstoff sowie das Verfahren von Dr. Große-Bohle, bestehend aus der Erwärmung des zentrifugierten Klärschlammes auf 50 ° C. und Verwendung der ausgetriebenen fettreichen Schaumschicht zur Fettextraktion scheinen noch nicht über das Versuchsstadium hinausgekommen zu sein.

Nach alledem bleibt man derzeit noch vielfach auf Schlammvernichtung angewiesen. Auch hierfür kommt die Vergrabung des Schlammes in Anwendung. Die Stadt Birmingham (700000 Einwohner),[3]) welche ihre Abwässer vor der Landberieselung bezw. künstlich biologischen Reinigung einer Vorklärung unterwirft und bei einer Tagesproduktion von rund 100000 m^3 Abwässer mit einem täglichen Schlammanfall von 450 m^3 zu rechnen hat, besitzt auf ihren Rieselfeldern eigene, ausschließlich zur Schlammaufnahme bestimmte Abteilungen, welche ein Areal von ca. 100 ha, d. i. ungefähr 8 % des gesamten Riesellandes, umfassen. Diese Parzellen sind vom regelmäßigen Landwirtschaftsbetriebe ausgenommen und erhalten je 30 ha in dreijährigem

---

[1]) Prof. Dr. Backhaus, Landwirtschaftliche Versuche auf den Rieselgütern der Stadt Berlin im Jahre 1904. Berlin 1905. Verlag von Paul Parey.

[2]) Höpfner und Dr. Paulmann, Über die Verarbeitung der Rückstände aus der Schmutzwässer-Reinigungsanlage der Stadt Kassel. Mitteilungen der Königl. Prüfungsanstalt, Heft 1.

[3]) G. A. Hart, Recent Experience in Sewage and Sludge Disposal at Saltley etc. The Surveyor, Vol. XXVI (1904).

Turnus den gesamten Schlamm zugeführt. Hierzu dient eine eigene fixe Hauptschlammleitung, an die nach Bedarf fliegende Leitungen angekuppelt werden. Auf den Feldern selbst werden ca. 1 m breite und $^1/_2$ m tiefe Furchen in Abständen von etwa 1 m ausgehoben, der flüssige Schlamm in dieselben eingeleitet und, um Geruchsbelästigungen zu vermeiden, sofort mit einer wenige Zentimeter starken Erdschicht bedeckt. Erst nach Verlauf von etwa 2 Wochen werden die Furchen ganz zugeschüttet. Diese Art der Schlammbeseitigung erfordert einen Kostenaufwand von etwa 40 h pro 1 m^3. Ein anderes Verfahren der Schlammvernichtung besteht in seiner gemeinschaftlichen Verbrennung mit Hausmüll in Destruktoren. Dasselbe wird derzeit in Frankfurt a. M. eingerichtet.[1]) Auch hierbei muß der Schlamm zuerst durch Zentrifugieren entwässert werden, und hat sich ein Gemenge von 1 Teil Klärschlamm mit 2—4 Teilen Hausmüll ohne weitere Zuschläge als brennbar erwiesen.

5. Das Degenersche Kohlebreiverfahren.

Im Gegensatz zu den übrigen chemisch-mechanischen Klärmethoden, welche auf die in den Abwässern gelösten Stoffe eine unzulänglich fällende Wirkung üben und daher dessen Übergang in stinkende Fäulnis nicht aufzuhalten vermögen, lassen sich mit dem Kohlebreiverfahren Reinigungseffekte erzielen, welche auch die höchsten Anforderungen zu befriedigen vermögen. Läßt sich mit demselben doch eine Entfernung von über 90 % der Schwebestoffe sowie eine Herabsetzung der Oxydierbarkeit um etwa 70—90 % dem Rohwasser gegenüber erreichen. Auch die Keimzahl erfährt eine wesentliche Verminderung.

Als Klärmittel dient ein durch feinste Vermahlung unter Wasserzusatz gewonnener Braunkohlen- oder Torfbrei, der dem Abwasser in einem Mischgerinne zugesetzt wird. Die erforderliche Menge schwankt je nach der Eignung des Materials bezw. der Konzentration der Abwässer zwischen 1—2 kg Braunkohle oder 2,5—4 kg Torf pro 1 m^3 Abwasser.

Wie alle humosen Substanzen wirken diese Zuschläge auf gelöste Stoffe stark absorbierend und bewirken hierdurch deren Entfernung aus der Lösung.

Die Wiederausscheidung der leichten Kohlepartikel aus dem Abwasser wird durch Zusatz von Aluminium- oder Eisensulphat (100—300 mg pro m^3) befördert und in Flachbecken (Köpenick) oder Röckner-Rotheschen Türmen (Potzdam, Spandau, Tegel, Oberschöneweide bei Berlin) bewerkstelligt.

Der Menge der Zuschläge entsprechend ist der Anfall an wässerigem Schlamm bedeutend und beträgt bei 90—95 % Wassergehalt etwa 10—40 l pro 1 m^3 Abwasser, doch läßt sich der Wassergehalt in Filterpressen auf etwa 65 % sowie durch Nachtrocknen an der Luft auf 50 % herabsetzen. In dieser Form ist der Schlamm nicht weiter zersetzungsfähig und kann daher unbedenklich allenthalben abgelagert werden.

Ebenso eignet sich der Schlammrückstand zur direkten Verbrennung auf Plan- oder Treppenrosten ohne weitere Zuschläge, gestattet aber bei dieser

[1]) Uhlfelder, Bau einer Müllverbrennungsanstalt etc. etc. Gesundheit XXXI. Jahrg. (1906), No. 2.

Art der Verfeuerung eine nur unvollkommene Ausnutzung seines kalorischen Wertes (5—6 kg Schlamm pro Pferdekraftstunde). Eine weitaus günstigere Ausnutzung wird durch Vergasung im Deutzer Braunkohlengenerator erzielt.

Die von Reichle und Dost[1]) in der Kläranlage von Oberschöneweide im Dauerbetriebe vorgenommenen Versuche haben ergeben, daß der Heizwert der ausgefällten Schmutzstoffe 10—30 % des Braunkohlezusatzes beträgt und durch Vergasung von 2,5 kg Klärschlamm mit 50 % Wassergehalt eine Pferdekraftstunde gewonnen werden kann. Das erblasene Gas ist ziemlich heizwertarm (ca. 800 W. E.). Hiervon muß allerdings für den Betrieb der Anlage (Mahlgänge, Mischvorrichtungen, Filterpressen, Luftpumpe) ein Betrag von etwa 15 % in Abzug gebracht werden. Trotzdem bleibt ein ganz erheblicher, anderweitig verwertbarer Kraftüberschuß, und wenngleich der hieraus zu erzielende Erlös die Kosten der Abwässerklärung nicht voll deckt, so vermag derselbe doch eine nicht unerhebliche Reduktion (etwa 25 %) dieser drückenden kommunalen Last herbeizuführen.

Das Kohlebreiverfahren gilt vielfach als überaus kostspielig, ein Vorwurf, den dasselbe im Hinblick auf seine hohe Leistungsfähigkeit, sowie die Möglichkeit, die Kläranlage in unmittelbarer Nähe des Ortsgebietes unterbringen zu können, ohne irgend welche Unzukömmlichkeiten befürchten zu müssen, selbst dann nicht verdient, wenn keine Schlammverwertung durch Vergasung stattfindet. In den oben genannten Orten schwanken die Anlagekosten zwischen 120—180 K pro Tageskubikmeter, die Klärkosten (inkl. Verzinsung und Amortisation, aber bei noch unvollständiger Ausnutzung des Heizwertes des Schlammes) pro 1 m^3 zwischen 6—8 h, d. i. pro Kopf und Jahr etwa 1,80—2,20 K.

6. Desinfektion der geklärten Abwässer.

Mit den feinen suspendierten Stoffen entziehen sich auch die im Abwasser frei schwebenden Bakterien der Ausscheidung durch Sentimentation. Da sich unter denselben, namentlich zu Epidemiezeiten, auch für den Menschen pathogene Arten befinden werden, wird vielfach verlangt, die Reinigungsanlagen mit besonderen Einrichtungen auszustatten, um erforderlichenfalls eine vollständige Desinfektion der Abflüsse vornehmen zu können.

Daß eine Desinfektion überhaupt nur bei Abwässern, welche von den suspendierten Bestandteilen bis auf etwa 1 mm Teilchengröße herab befreit wurden, praktisch durchführbar ist, erscheint durch die vorliegenden Beobachtungen[2]) vollständig erhärtet. Denn auch das wirksamste unter den in Frage kommenden Desinfektionsmitteln, der Chlorkalk, zeigt, selbst in großen Konzentrationen angewandt, nur geringe Tiefenwirkung und bedarf derselbe

[1]) K. Reichle und Dr. K. Dost, Über Schlammverwertung durch Vergasung insbesondere beim Rothe-Degenerschen Kohlebreiverfahren. Mitteilungen der Königl. Prüfungsanstalt, Heft 8. — Schury und Bujard, Der Torfbreiklärversuch der Stadt Stuttgart etc. etc. Ebenda.

[2]) Dr. Dunbar und Dr. Zirn, Vierteljahrsschrift f. gerichtliche Medizin, 3. Folge, Bd. 16, Supplementheft. — Dr. Schumacher, Gesundheitsingenieur XXVIII, No. 22—24. — Dr. Schwarz, Gesundheitsingenieur XXIX, No. 51. — Dr. Kranepuhl, Mitteilungen der Königl. Prüfungsanstalt, Heft 9. — Dr. Kurpjuweit, ebenda, Heft 9.

so langer Einwirkungszeit, daß seine Anwendnng auf die mit suspendierten Stoffen beladenen Rohabwässer vollkommen ausgeschlossen bleibt.

Aber selbst mechanisch gut vorgereinigte oder in Sedimentierbecken geklärte Abwässer erfordern einen Chlorkalkzusatz im Verhältnis von 1 : 5000 bis 1 : 2000, um bei zweistündiger Einwirkungszeit eine Abtötung der fraglichen Krankheitserreger eintreten zu lassen.

Chlorkalk enthält je nach Alter, Art der Aufbewahrung etc. 25—35 % Chlor. In den oben angegebenen Mengen dem Abwasser zugesetzt, wirkt derselbe nur schwach niederschlagsbildend und verliert während der Einwirkung etwa die Hälfte seines Gehaltes an freiem Chlor. Nur bei Einleitung in äußerst wasserreiche Vorfluter genügt bereits die natürliche Verdünnung, um eine Schädigung der Fische durch das freie Chlor hintanzuhalten, nachdem für empfindlichere Fischarten nach Weigelt die zulässige Konzentrationsgrenze bei 0,00025 ‰ gelegen ist. Unter ungünstigeren Vorflutverhältnissen müßte hingegen eine Bindung des freien Chlors durch Eisenvitriolzusatz vorgenommen werden.

Für die technische Durchführung der Desinfektion wären sonach angesichts der langen Einwirkungszeit ganz bedeutende Beckenräume erforderlich.

Praktische Erfahrungen über die Durchführbarkeit und Wirksamkeit des Verfahrens im Großbetriebe liegen derzeit noch nicht vor.

II. Die biologischen Reinigungsmethoden.

Während die im früheren besprochenen Klärmethoden darauf ausgehen, die suspendierten Fremdstoffe aus dem Abwasser möglichst vollständig zu entfernen und unschädlich zu machen, hinsichtlich der gelösten Stoffe aber fast wirkungslos bleiben, richtet sich das Bestreben der biologischen Reinigungsmethoden neben einer Ausscheidung der Suspensa und einer zweckentsprechenden Umformung der in letzteren enthaltenen organischen Substanz auch darauf, die gelösten hochmolekularen organischen Komplexe teils bis auf Verbindungsformen abzubauen, die der weiteren Zersetzung nurmehr schwer zugänglich sind, teils durch vollständige Oxydation in harmlose Mineralsubstanz überzuführen.

Die bei diesen Reinigungsverfahren wirksamen Kräfte sind aufs engste verknüpft mit der Lebenstätigkeit bestimmter Gruppen niederer Lebewesen, insbesondere der Bakterien.

Bei dem Umfange, den die Mikrobiologie in den letzten Jahrzehnten angenommen hat, erscheint es ganz ausgeschlossen, an dieser Stelle die Wirkungsweise der nach dem biologischen Prinzipe arbeitenden Reinigungsanlagen vom naturwissenschaftlichen Gesichtspunkte aus zu behandeln. Hier können lediglich jene Momente hervorgehoben werden, deren Kenntnis für die bauliche Ausgestaltung und den Betrieb derartiger Anlagen von Wesenheit ist.[1])

---

[1]) Für ein eingehenderes Studium der Biologie des Wassers sei neben dem bereits angeführten Werke von Mez noch insbesondere das Sammelwerk: Lafar, Handbuch der Technischen Mykologie, Jena 1907, Verlag von G. Fischer, genannt. Eine Reihe von Spezialfragen finden sich in den schon wiederholt zitierten Mitteilungen aus der Kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung zu Berlin (bisher Heft I—IX erschienen), Verlag A. Hirschwald, behandelt.

Das biologische Reinigungsverfahren umfaßt eine Vorbehandlung der Abwässer, welche entweder nach einem der früher beschriebenen Sedimentierverfahren oder aber als Faulverfahren durchgeführt werden kann, sowie die eigentliche Reinigung, welche entweder in künstlich angelegten und nach dem Füll- oder Tropfverfahren betriebenen Oxydationskörpern, durch intermittierende Bodenfiltration oder in Kombination mit dem Landwirtschaftsbetriebe auf Rieselfeldern bewerkstelligt wird. Während die künstliche biologische Reinigung sowie die intermittierende Bodenfiltration die Vornahme einer möglichst durchgreifenden Vorreinigung unbedingt voraussetzen, wurden den Rieselfeldern früher zumeist die Rohabwässer direkt zugeführt; doch bietet auch für die Landberieselung die Vorbehandlung eine unverkennbare Steigerung der Leistungsfähigkeit des Verfahrens.

1. Das Faulverfahren.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß die Abwässer schon in den Kanälen einem Zersetzungsprozesse anheimfallen, der dann in den Klärbecken seine Fortsetzung findet und hier durch die eintretende Gasbildung eine unliebsame Störung des Sedimentationsvorganges bedeutet. Deshalb sucht man einerseits den Aufenthalt des Abwassers in den Klärbecken nach Tunlichkeit abzukürzen und andererseits durch oftmalige Entschlammung auch die Anhäufung faulender Schlammassen in den Becken hintanzuhalten.

Im Gegensatze zu dieser Betriebsweise, welche überall dort am Platze ist, wo eine weniger durchgreifende Reinigung angestrebt wird, wurde zuerst von D. Cameron in Exeter um die Mitte des letzten Dezenniums des abgelaufenen Jahrhunderts in systematischer Weise ein dahingehender Versuch gemacht, durch Verlängerung der Aufenthaltsdauer des Abwassers in den Becken, sowie durch Vermeidung der Entschlammung die auftretenden Fäulnisprozesse möglichst zu begünstigen, in der Hoffnung, hierdurch eine weitgehende Verzehrung des Schlammes und einen Abbau der mit dem Abwasserstrom in Lösung zugeführten organischen Substanz zu erzielen.

Glaubte man aus den anfänglichen Erfolgen des Verfahrens die glückliche Lösung der für alle Sedimentationsanlagen bedrohlichen Schlammplage gefunden zu haben, so erwiesen sich diese bezüglich der Schlammverzehrung gehegten allzu weitgehenden Erwartungen wohl nicht als voll berechtigt. Dennoch kann dem Verfahren seine hohe Bedeutung heute nicht mehr aberkannt werden, nachdem die in der Zwischenzeit doch schon wesentlich geklärten Anschauungen über die sich beim Faulverfahren abspielenden Prozesse es ermöglicht haben, von den primitiven Anfangsformen zu bautechnisch rationeller durchgebildeten Faulbecken überzugehen.

Von besonderer Wichtigkeit erscheint hierbei die Erkenntnis, daß für die **stets** erforderliche biologische Weiterbehandlung der Faulraumabflüsse eine Durchfaulung der von den Sedimenten befreiten Abwässer nicht nur nicht notwendig ist, sondern, wenn zu weit getrieben, sogar schädlich wird. Demgemäß gehen die neueren Bestrebungen dahin, durch eine rasch abgewickelte Klärung die Abwässer selbst

noch in möglichst frischem Zustande aus dem Faulraume abzuleiten, hingegen den ausgeschiedenen Schlamm so aufzufangen, daß derselbe, ohne durch die in ihm auftretenden Veränderungen die Abwicklung des Sedimentierbetriebes zu stören, einer gründlichen Durchfaulung unterworfen werden kann.

Anfänglich wurde das Faulverfahren in geschlossenen Faulkammern vorgenommen, um den freien Zutritt des Luftsauerstoffes und des Lichtes hintanzuhalten, sowie Wärmeverluste auszuschließen, um die entwickelten Fäulnisgase, an deren technische Weiterverwendung man dachte, aufsammeln zu können und hierdurch gleichzeitig dem Eintritt von Geruchsbelästigungen vorzubeugen.

Diese Maßregel hat sich aber seither als überflüssig erwiesen, und genügt es daher, im folgenden lediglich offene Faulbecken in Betracht zu ziehen. Kleine Faulräume pflegt man zwar vielfach auch heute noch gedeckt anzulegen, doch erfolgt dies weniger zur Unterstützung ihrer Funktion, als vielmehr, um diese Räume den Blicken zu entziehen. Ist es doch selbst fraglich, ob durch die Eindeckung die Geruchsbelästigung, welche ohnehin zumeist weit überschätzt wird, ganz vermieden werden kann, wenn nicht besondere Einrichtungen zur Gasableitung (hohe Ventilationsröhren und dergl.) angebracht werden.

Die in den Faulbecken auftretenden Zersetzungsprozesse knüpfen sich teils direkt an die Lebenstätigkeit von Bakterien, teils auch an die Einwirkung der in den Abwässern enthaltenen ungeformten, hydrolytischen Fermente (Enzyme).[1]) Von den Bakterien sind es insbesondere die obligaten und fakultativ aneroben, also bei Abwesenheit von freiem Sauerstoff gedeihenden Arten, welche in den Faulbecken ihre lösende und reduzierende Tätigkeit entfalten.

Verfolgt man die in einem vom Abwasser langsam durchflossenen Faulbecken auftretenden Vorgänge, so fällt vorerst die ziemlich lebhafte Gasentwicklung auf, welche sich nach Inbetriebnahme des Beckens von Tag zu Tag steigert und je nach der Natur der Abwässer schon nach 2—3 Wochen oder selbst erst nach Monaten in einen fast stationären Zustand übergeht, der nur zwischen Sommer und Winter geringe Ergiebigkeitsschwankungen erkennen läßt. Die produzierten Gase sind freier Wasserstoff, Methan und geringe Mengen anderer Kohlenwasserstoffe, freier Stickstoff, Schwefelwasserstoff und Kohlensäure. Die dieser reichlichen Gasproduktion (bis zu etwa 25 l pro 1 m^3 und Tag) parallel gehende Umwandlung organischer Substanz darf aber angesichts des geringen Volumgewichts der entwickelten Gase (1 m^3 Wasserstoff wiegt 0,089 kg, 1 m^3 Kohlensäure 1,977 kg) nicht überschätzt werden.

Neben der Gasentwicklung ist die Bildung der sogen. „Schwimmdecke“ besonders augenfällig. Dieselbe bildet der Natur der Abwässer entsprechend bald nur einen dünnen, unter dem Winde einhertreibenden lederartigen Überzug der Beckenoberfläche, bald wächst dieselbe zu einer dicken

[1]) Bezüglich der Fermentwirkungen vergl. Dr. C. Oppenheimer, Die Fermente und ihre Wirkungen. Leipzig 1903, Verlag von W. Vogel.

Schicht an, in der sich in einer nach und nach eine humose Beschaffenheit annehmenden schwarzbräunlichen Grundsubstanz schwer zersetzbare Körper wie Korke, Pflanzenreste, Papier, Haare und Fettklümpchen erkennen lassen. Das Ganze ist von einem dichten Pilzmyzel durchwachsen und stellenweise durch Gasansammlungen zu kopfgroßen Blasen aufgetrieben. Im vorgeschrittenen Zersetzungszustande wird die Schwimmdecke von zahllosen Würmern und Maden bevölkert. Auch die Schwimmdecke zeigt eine jahreszeitliche Veränderung, indem sie in den kälteren Monaten, in denen die Umsetzungsprozesse langsamer ablaufen, an Dicke zunimmt und gegen den Sommer hin oft wieder ganz verschwindet. Diese Veränderung beruht wohl nur zum geringeren Teile auf einer vollständigen Auflösung oder Vergasung ihrer Bestandteile, sowie dem Ausfliegen der Mückenbrut; dieselbe dürfte vielmehr ihre Erklärung dadurch finden, daß die humifizierten Teile eine bröckelige Struktur annehmen und auf den Boden des Faulbeckens niedersinken.

Anfänglich hielt man es für notwendig, die Schwimmschicht ungestört anwachsen zu lassen, indem man ihr die Schaffung besonders günstiger Entwicklungsbedingungen für die an dem Faulprozesse beteiligte Bakterienflora zu verdanken glaubte. Dieser unleugbar vorhandene günstige Einfluß der Schwimmdecke darf jedoch bei einer etwaigen Tendenz zu allzu starkem Dickenwachstum nicht auf Kosten der Verminderung des Beckeninhaltes und des Durchflußquerschnittes erkauft werden, und erscheint es daher stets am Platze, die Schwimmschicht, sobald dieselbe entsprechend humifiziert ist, zeitweise zu entfernen.

Die mit den *gelösten* Stoffen der Abwässer beim Passieren eines Faulbeckens vorgehenden Veränderungen beziehen sich mehr auf qualitative Umsetzungen als auf eine quantitative Verminderung, indem der geringen, durch Gasbildung und Fällung bedingten Substanzausscheidung die Lösung von Schlammbestandteilen entgegensteht. Die weitgehende, wenngleich für Nachbehandlung nicht unerläßliche Spaltung der schwefel- und stickstoffhaltigen Eiweißverbindungen äußert sich in der Anreicherung der Abflüsse an freiem Ammoniak und Schwefelwasserstoff, welche denselben ihren unangenehmen Geruch verleihen. Mit dieser Abspaltung von Schwefelwasserstoff hängt auch die Bildung von feinst verteiltem Schwefeleisen zusammen, das den Abflüssen ihre schwärzliche Färbung verleiht, durch Sedimentation kaum ausscheidbar ist und bei der Nachbehandlung in Füllkörpern leicht zu Betriebsstörungen Anlaß gibt. Es mag noch hervorgehoben werden, daß die kolloiden Stoffe im Faulbecken eine Umbildung erfahren, welche bewirkt, daß die durchgefaulten Faulkammerabflüsse den Rohabwässern gegenüber weitaus leichter filtrierbar sind.

Während man es anfänglich für unerläßlich hielt, die Abwässer zwecks Erleichterung der biologischen Nachbehandlung einem zumindest 24stündigen Aufenthalte im Faulraum zu unterwerfen — die englischen Behörden schreiben heute noch einen nutzbaren Faulbeckeninhalt von 1,25—1,5 des Trockenwetterabflusses vor — wird derzeit diese Verfaulung der Abwässer vielfach nicht mehr als unumgänglich notwendig erachtet. Demgemäß sucht man die Aufenthaltsdauer im Faulraum auf den zur Erzielung eines hohen Sedimentations-



Fig. 193. Schwimmdecke von 70 cm Stärke in Croydon.



Fig. 194. Vollständig zersetzte dünne Schwimmdecke in Birmingham.

effektes erforderlichen Zeitraum zu beschränken. Eine Ausnahme hiervon machen kleine Anlagen, bei denen noch relativ große Faulbecken angelegt werden, denen dann auch die Aufgabe zufällt, im Wechsel der Menge und Zusammensetzung der Zuflüsse eine gewisse Ausgleichung hervorzubringen und die Betriebsführung der Anlage zu erleichtern.

Wohl der wichtigste der sich im Faulbecken abspielenden Prozesse betrifft die im ausgeschiedenen Schlamme auftretenden Veränderungen.

Während bei Inbetriebsetzung eines Faulbeckens die Schlammablagerungen gleichwie in jedem Klärbecken stetig anwachsen, zeigt sich, daß bei anhaltendem Faulbetriebe zumeist eine ganz wesentlich geringere Schlammanhäufung auftritt, und daß die Schlammassen sich weit gleichmäßiger über die ganze Beckenfläche verteilen, als beim reinen Klärbetriebe.

Dieser geringere Schlammanfall, welcher der von Ort zu Ort wechselnden Beschaffenheit der Abwässer entsprechend mehr oder minder auffällig wird, wurde früher ganz der schlammverzehrenden Kraft der Faulprozesse zugeschrieben, hat aber noch eine Reihe anderer Gründe.

In einem Faulbecken mit seiner durch die Gasentwicklung beunruhigten Wassermasse kann sich unmöglich jenes gleichförmige Niedersinken der Schmutzteilchen einstellen, das in einem gewöhnlichen Klärbecken stattfindet und nach der früheren Theorie die Grundbedingung zur Erzielung eines hohen Kläreffektes bildet. Unter den durch die Gasblasen wiederholt aufgewirbelten Sinkstoffen befinden sich zudem auch jene feinen Teilchen, welche durch den fortschreitenden Mazerationsprozeß von den gröberen Schlammflocken abgetrennt wurden, und die zu ihrer neuerlichen Ausscheidung wesentlich längerer Zeiträume bedürfen, als die anfänglich zugeführten Sedimente. Beide Umstände erklären wohl hinlänglich die Tatsache, daß in den Faulbeckenabflüssen zumeist mehr feine Suspensa anzutreffen sind, als in jenen von Klärbecken gleicher Dimensionen.

Den Hauptgrund der geringeren Schlammanhäufung in den Faulbecken ist aber in der Veränderung der Wasserkapazität, welche der ausgeschiedene Schlamm durch den Faulprozeß erfährt, zu erblicken.

Denn während der frische Klärschlamm zumeist einen Wassergehalt von etwa 95 % aufweist, sinkt jener des gut durchgefaulten Schlammes auf etwa 80 %. Dem entspricht aber schon allein eine Verringerung auf rund $^1/_4$ des anfänglichen Volumens.

So bedeutende Verminderungen des Schlammvolumens, welche für die definitive Schlammbeseitigung von größter Wichtigkeit wären, sind in der Praxis nur selten in vollkommen einwandfreier Weise konstatiert worden. Vielmehr bewegen sich die für die prozentuelle Schlammverminderung in gut konstruierten, also auch einen hohen Sedimentationseffekt aufweisenden Faulbecken angegebenen Zahlen zwischen etwa 10—40 % des zugeführten Schlammvolumens.

Daß im Großbetriebe bisher keine höheren Effekte erzielt wurden, ist, wie im folgenden gezeigt wird, zum Teil wohl auch auf die derzeit übliche Handhabung des Faulbetriebes zurückzuführen.

In einem bereits längere Zeit im Betriebe stehenden Faulraume lagert Schlamm von verschiedenem Alter und daher auch mehr oder weniger vorgeschrittenem Zersetzungszustande. Neben den bereits vollkommen durchgefaulten, wasserarmen und daher dem Volumen nach stark geschwundenen alten Ablagerungen finden sich die eben erst frisch angefallenen voluminösen Sedimente. Sonach muß die gesamte Schlammenge in diesem Zustande einen weit höheren durchschnittlichen Wassergehalt und damit auch ein beträchtlich größeres Volumen aufweisen, als eine gleichförmig und vollkommen durchgefaulte Masse.

Aus dieser Tatsache lassen sich einige für die Dimensionierung und die Betriebsführung der Faulbecken überaus wichtige Folgerungen ziehen.

Die rechnerische Behandlung des Problemes ist derzeit allerdings noch an einige vereinfachende Grundannahmen geknüpft, und dürfen daher die im folgenden gegebenen Entwicklungen lediglich als erste Näherung angesehen werden.

Da der zeitliche Verlauf der Abnahme der wasserbindenden Kraft des faulenden Schlammes noch nicht näher erforscht ist, mag — obzwar es wahrscheinlich ist, daß derselbe nach einer Exponential-Funktion erfolgt — hier eine lineare Volumenverminderung in Betracht gezogen werden. Dabei sei vorausgesetzt, daß sich die Wasserkapazität in t Tagen so weit vermindere, daß das anfängliche Schlammvolumen von q auf $q(1-n)$ herabsinke.

Alle durch Lösung und Vergasung im Schlamme bewirkten Substanz- und Volumenverminderungen, sowie alle jene Veränderungen, welche nach Ablauf der t Tage noch auftreten, mögen sogar vollständig außer Betracht bleiben. Indem also dem stark abfallenden Aste der Kurve eine Sehne, dem asymptotisch verlaufenden Teile aber eine zur Abszissenachse parallele Gerade unterlegt wird, dürfte der hier gemachten Annahme ein hinlänglicher Sicherheitsgrad zukommen.

Endlich sei vorausgesetzt, daß im Faulbecken pro 1 m^3 Durchflußmenge ein Schlammquantum von q Liter ausgeschieden werde. Dasselbe vermindert der Annahme entsprechend in t Tagen sein Volumen auf $q(1-n)$, also pro Tag um $\frac{nq}{t}$.

Das Endresultat des im Dauerbetriebe Tag für Tag auftretenden Schlammanfalles und der Schlammvolumenverminderung ist somit darstellbar als das Summenglied einer fallenden arithmetischen Reihe mit der Differenz $-nq/t$.

Der Voraussetzung gemäß sind nun zwei Fälle zu unterscheiden:

I. Die Dauer der Schlammansammlung (d. h. der zwischen zwei Entschlammungen des Beckens liegende Zeitraum) sei kleiner als die zur vollständigen Durchfaulung der zuerst angefallenen Schlammteilchen erforderliche Zeit t.

Für $T < t$ ergibt sich die zugeführte Schlammenge:

$$Q = q\,T \textit{ Liter,} \tag{1}$$

und die nach T Tagen angesammelte Schlammenge:

$$Q_1 = \left[q - \frac{1}{2}(T-1)\frac{qn}{t}\right]T = q\,T\left[1 - 0{,}5\,(T-1)\frac{n}{t}\right]\textit{Liter,} \tag{2}$$

erzielte Volumenverminderung:

$$Q_2 = Q - Q_1 = 0{,}5 \,.\, q\,T\,(T-1)\,\frac{n}{t}\;\textit{Liter}. \qquad (3)$$

II. Die Betriebsdauer T sei größer als t und findet der Voraussetzung gemäß im Zeitintervalle $T-t$ keine in Betracht kommende Volumenverminderung mehr statt.

Für $T > t$ wird dann die angesammelte Schlammenge:

$$Q_1 = q\,(1-n)\,(T-t) + \left[q - \frac{1}{2}\,(t-1)\,\frac{qn}{t}\right] t = q\,[T\,(1-n) + 0{,}5\,n\,(t-1)]\;\textit{Liter},$$

erzielte Volumenverminderung:

$$Q_2 = Q - Q_1 = qn\,[T - 0{,}5\,(t-1)]\;\textit{Liter}.$$

Da in der Praxis $t \overline{\gtrless} 100$ anzunehmen sein wird, erscheint es zulässig, in den beiden letzten Gleichungen t an Stelle von $(t-1)$ zu setzen und daher für den Fall $T > t$ mit den vereinfachten Beziehungen

$$Q_1 = q\,[T\,(1-n) + 0{,}5\,n\,t]\;\textit{Liter} \qquad (4)$$

$$Q_2 = qn\,[T - 0{,}5\,t]\;\textit{Liter} \qquad (5)$$

zu rechnen.

Die den Gleichungen (1)—(5) entsprechenden Werte sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Dauer der Schlamm-ansammlung in Tagen	Schlamm-anfall in T Tagen pro 1 m³ Tageszufluß	Schlammrückstand		Schlammvolumen-Verminderung		Verhältnis von Schlamm-rückstand zur Volumen-verminderung
		pro Tages-kubikmeter Zufluß in Liter	Bruchteile des anfänglichen Schlamm-anfalles	pro Tages-kubikmeter Zufluß in Liter	Bruchteile des anfänglichen Schlamm-anfalles	
T	Q	Q_1	$q_1 = \frac{Q_1}{Q}$	Q_2	q_2	$\frac{q_1}{q_2}$
0,25 t	0,25 qt	0,227 qt	0,910	0,023 qt	0,090	10,1
0,50 t	0,50 qt	0,413 qt	0,826	0,087 qt	0,174	4,74
0,75 t	0,75 qt	0,542 qt	0,725	0,208 qt	0,275	2,67
1,00 t	1,00 qt	0,629 qt	0,629	0,371 qt	0,371	1,69
1,25 t	1,25 qt	0,677 qt	0,550	0,573 qt	0,450	1,22
1,50 t	1,50 qt	0,750 qt	0,500	0,750 qt	0,500	1,00
1,75 t	1,75 qt	0,798 qt	0,456	0,952 qt	0,544	0,84
2,00 t	2,00 qt	0,875 qt	0,437	1,125 qt	0,563	0,77
2,50 t	2,50 qt	1,000 qt	0,400	1,500 qt	0,600	0,67
3,00 t	3,00 qt	1,125 qt	0,375	1,875 qt	0,625	0,60
4,00 t	4,00 qt	1,375 qt	0,344	2,625 qt	0,656	0,52
5,00 t	5,00 qt	1,625 qt	0,325	3,375 qt	0,675	0,48
10,00 t	10,00 qt	2,875 qt	0,287	7,125 qt	0,713	0,40

Diese Tabelle zeigt, daß in der ersten Betriebszeit nur eine geringe Schlammschwindung auftritt und daß eine Verlängerung derselben bis zum Momente der beendeten Durchfaulung der zuerst ausgeschiedenen Sedimente

($T = t$) erst eine Verminderung des Schlammvolumens um ca. 37 % hervorbringt, die den früher mitgeteilten Zahlen recht gut entspricht.

Bei lang anhaltender Einlagerung ergeben sich wohl ganz bedeutende Volumenverminderungen (z. B. 70 % bei $T = 10\,t$), doch wachsen gleichzeitig die zur Aufnahme des Schlammrückstandes erforderlichen Faulbeckendimensionen ganz bedeutend.

Es ist daher notwendig, auch über die wirtschaftliche Bedeutung einer längeren Schlammeinlagerung im Faulbecken, welche zwar einen erheblich geringeren Aufwand für die definitive Schlammbeseitigung verursacht, aber auch höhere Anlagekosten bedingt, eine vergleichende Berechnung aufzustellen.

Erfordert 1 m^3 Schlammraum des Faulbeckens ein Anlagekapital von K Kronen, für dessen Verzinsung und Tilgung bei p % jährlich $Kp/100$ Kronen aufzuwenden sind, so verteilt sich dieser Betrag, wenn die Räumung in Intervallen von T Tagen stattfindet, auf $365/T$ m^3 Schlamm, d. h. es entfällt auf jede Räumung der Teilbetrag von $\frac{K \cdot p \cdot T}{100 \cdot 365}$ pro 1 m^3.

Nachdem bei der Betriebsdauer von T Tagen pro 1 m^3 Anfall an frischem Schlamm sich ein Rückstand von q_1 m^3 ergibt und eine Volumenverminderung von q_2 m^3 erzielt wird, müssen also die Räumungs- und Beseitigungskosten für q_1 m^3, d. i. bei einem Einheitspreise von k_1 Kronen pro 1 m^3 $q_1 \cdot k_1$ Kronen und die Kosten für die Verzinsung und Tilgung von q_2 m^3 Schlammraum, d. i. $q_1 \cdot \frac{KpT}{100 \cdot 365}$ Kronen addiert werden, um zu den Gesamtkosten k für die Unschädlichmachung von 1 m^3 Schlammanfall zu gelangen:

$$k = q_1 \left[k_1 + \frac{KpT}{100 \cdot 365} \right].$$

Da sich die Gesamtkosten auch als Summe der Kosten für Rückstandsbeseitigung und Volumenverminderung auffassen lassen, so ergibt sich:

$$k = q_1 k_1 + q_2 k_2$$
$$q_2 = 1 - q_1,$$

und betragen die Kosten k der pro 1 m^3 Schlammanfall in T Betriebstagen erzielten Volumenverminderung q für $T < t$:

$$k_2 = \frac{Kp}{365 \cdot 100} \cdot T \cdot \left[\frac{2t}{(T-1)n} - 1 \right],$$

für $T > t$:

$$k_2 = \frac{Kp}{365 \cdot 100} \cdot T \cdot \left[\frac{2T}{(2T-t)n} - 1 \right].$$

Die für einige Spezialwerte ausgemittelten Gesamtkosten k sind in den nachstehenden Tabellen zusammengestellt. Dabei wurde angenommen, daß die Anlagekosten für 1 m^3 Schlammraum bei normaler Ausführung etwa 20,00 K, unter schwierigen Verhältnissen 40,00 K betragen mögen und für Verzinsung und Tilgung 5 % zu rechnen wären. Für die Beseitigung der Faulkammerrückstände (Betriebskosten für Entschlammung der Becken, Deponieren bezw. Abtransport des Schlammes inkl. der Verzinsung und der Abschreibungen für die hierzu erforderlichen baulichen und maschinellen

Einrichtungen) wurden die Sätze von 1,00, 2,00 und 4,00 K pro 1 m³ eingestellt; endlich wurde für die maximale Volumenverminderung der Wert von $n = {}^3/_4$ und für die Dauer des Faulprozesses ein Zeitraum von $t = 100$ bezw. 200 Tagen angenommen.

Tabelle I.

$t = 100;\ n = {}^3/_4.$

Dauer der Schlamm-ansammlung in Tagen	Gesamtkosten K für die Beseitigung von 1 m³ Klärschlamm (in Kronen)					
	bei einem jährlichen Aufwand für Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten K für 1 m³ Faulbeckenraum (in Kronen)					
	$K = 20;\ p = 5\,\%;\ K.p = 1{,}00$			$K = 40;\ p = 5\,\%;\ K.p = 2{,}00$		
	und den für die definitive Beseitigung von 1 m³ Schlammrückstand erwachsenden Kosten (in Kronen) von:					
T	$K_1 = 1{,}00$	$K_1 = 2{,}00$	$K_1 = 4{,}00$	$K_1 = 1{,}00$	$K_1 = 2{,}00$	$K_1 = 4{,}00$
25	0,97	1,88	3,70	1,03	1,94	3,76
50	0,94	1,66	3,42	1,05	1,78	3,53
75	0,87	1,60	3,05	1,02	1,75	3,20
100	0,80	1,43	2,69	0,97	1,60	2,86
150	0,71	1,20	2,20	**0,90**	1,41	2,41
200	**0,67**	1,11	1,99	0,92	**1,34**	2,23
300	0,68	**1,06**	1,81	0,99	1,37	**2,12**
400	0,72	1,07	**1,73**	1,10	1,44	2,13
500	0,77	1,10	1,81	1,22	1,54	2,25
1000	1,07	1,36	1,93	1,86	2,15	2,72
	Im Faulbetrieb erzielbare Ersparnis:					
	33 %	47 %	57 %	10 %	33 %	47 %

Tabelle II.

$t = 200;\ n = {}^3/_4.$

25	1,02	1,98	3,89	**1,09**	2,04	3,95
50	1,03	1,94	3,76	1,16	2,07	3,89
100	1,05	1,88	3,53	1,29	2,10	3,75
150	1,02	1,75	3,20	1,32	2,05	3,50
200	0,97	1,60	2,86	1,32	1,95	3,20
300	**0,91**	1,41	2,41	1,32	**1,82**	2,82
400	0,92	1,35	2,23	1,39	1,83	2,71
500	0,95	**1,35**	2,15	1,50	1,90	**2,70**
600	0,99	1,37	**2,12**	1,61	1,98	2,73
800	1,10	1,44	2,13	1,85	2,20	2,88
1000	1,22	1,54	2,19	2,11	2,43	3,08
	Im Faulbetrieb erzielbare Ersparnis:					
	9 %	32 %	47 %	— 9 %	9 %	35 %

Die im vorstehenden entwickelten Gleichungen, sowie die in den beiden Tabellen durchgeführten Spezialisierungen bilden den mathematischen Ausdruck der folgenden Sätze.

1. Der Faulbetrieb erweist sich um so ökonomischer:
   a) je niedriger die Anlagekosten für die Becken,
   b) je höher die örtlichen Kosten für die definitive Beseitigung der Schlammrückstände sind,
   c) je leichter zersetzbar der zugeleitete Schlamm ist.
2. An Orten, wo die Anlagekosten hoch sind, die Unterbringung größerer Schlammengen hingegen billig durchführbar ist, kann der Faulbetrieb sogar kostspieliger werden als der reine Sedimentierbetrieb.
3. Nachdem die Zufuhr schwer zersetzbarer Stoffe den Faulbetrieb verteuert, erscheint es rationell, derartiges Material von den Faulräumen fern zu halten. Dies betrifft insbesondere den unzersetzbaren mineralischen Straßendetritus, sowie die an sich wasserarmen, groben, organischen Fremdstoffe, die in Sandfängen bezw. mit Hilfe von Mechanismen auf leichte und billige Art aus dem Rohwasser entfernt werden können.

Aus den Tabellen läßt sich weiters entnehmen, daß es in den meisten Fällen möglich sein dürfte, die Faulbeckenräumung in Intervallen von halben bezw. ganzen Jahren vorzunehmen und dann auf einen Zeitpunkt (zeitiges Frühjahr oder Spätherbst) zu verlegen, in dem die landwirtschaftlichen Betriebe über freie Arbeitskräfte verfügen und sich noch am ehesten zur Abholung dieser Rückstände verstehen werden.

Da beim Faulverfahren die Voreinschätzung der zu erwartenden Schlammmenge zwecks entsprechender Dimensionierung der Faulbecken von weit höherer Bedeutung wird als beim reinen Klärbetrieb, mögen hier noch einige Angaben über den zu erwartenden Anfall an frischem Schlamm folgen.

Bei städtischen Abwässern läßt sich derselbe noch am sichersten auf Grundlage der Kopfzahl der angeschlossenen Bevölkerung ermitteln und mit etwa 50—60 mg Trockensubstanz pro Kopf und Tag veranschlagen. Hieraus ergibt sich:

Wasserverbrauch pro Kopf und Tag in Liter . . .	25	50	75	100	125	150
Frischer Schlamm mit 95 % Wassergehalt; Liter pro 1 m^3 Abwasser	40—50	20—25	12—16	10—12,5	8—10	6,5—8
Durchgefaulter Schlamm mit 80 % Wassergehalt; Liter pro 1 m^3 Abwasser . .	10—12,5	5—6,5	3—4	2,5—3,2	2—2,5	1,6—2

Kleine Anlagen, bei denen eine eventuelle Überdimensionierung der Faulräume hinsichtlich der Anlagekosten nicht so stark ins Gewicht fällt, können auf Grundlage dieser Angaben direkt projektiert werden. Bei größeren Verhältnissen wird man stets gut tun, sich außerdem durch Vorversuche eine Orientierung über Menge und Beschaffenheit des Schlammes zu verschaffen. Allerdings gestalten sich derartige Versuche, insbesondere wenn sich dieselben auch auf die zu erwartende Schlammverzehrung erstrecken sollen,

äußerst schwierig;[1]) insbesondere verlangt die Übertragung der an kleinen Probefaulräumen gewonnenen Erfahrungen auf größere ganz besondere Vorsicht, da die Resultate nicht rein multiplikativ verwertet werden dürfen.

Die in den vorstehenden Entwicklungen betretene Methode, lediglich den anfänglichen Schlammanfall, die Volumenverminderung durch Änderung der Wasserkapazität, sowie die hierzu erforderliche Zeit als Ausgangswerte zu benutzen und hieraus die sich mathematisch ergebenden Konsequenzen zu ziehen, scheint nach dieser Richtung eine wesentliche Vereinfachung zu bedeuten, nachdem sich diese Konstanten auch in gewöhnlichen Gefäßen mit einer den praktischen Bedürfnissen hinlänglich Rechnung tragenden Genauigkeit ermitteln lassen dürften.

Bezüglich der Unterbringung des Faulraumschlammes gelten die bereits beim reinen Sedimentierbetrieb gemachten Angaben. Es bleibt nur zu beachten, daß Faulraumschlamm zufolge seiner größeren Konzentration weniger dünnflüssig ist, also namentlich der Bewegung in engen Rohrleitungen einen größeren Widerstand entgegensetzt. Bei vollkommen durchgefaultem Schlamm macht sich auch bei der Entschlammung mit Hilfe von Vakuumkesseln der Umstand als störend fühlbar, daß in letzteren zufolge der herrschenden Luftverdünnung ein Gasaustritt begünstigt wird, der nicht nur Geruchsbelästigungen, sondern auch eine geringere quantitative Leistungsfähigkeit der Saugkessel im Gefolge hat.

Der gut durchgefaulte Klärschlamm gibt auch den Rest seines Wassers weit leichter ab als frischer Klärschlamm, braucht also, um stichfest zu werden (bei etwa 50 % Wassergehalt), wesentlich kürzere Zeiträume und daher auch ein geringeres Areal an Schlammtrockenplätzen.

Als Beispiel für die chemische Zusammensetzung von Faulraumschlamm diene nachstehender analytische Befund einer der Versuchskläranlage von Essen entstammenden Probe.

In der Trockensubstanz sind enthalten:

Organische Bestandteile		36,2 %
hierin: Fette	3,2 %	
Stickstoff	2,1 „	
Mineralische Bestandteile		63,8 %
hierin: Kalk	6,4 %	
Magnesia	0,8 „	
Phosphorsäure	1,9 „	
Kali	0,27 „	

Hierin zeigt sich neben dem für durchgefaulten Schlamm charakteristischen geringen Gehalt an organischer Substanz insbesondere die Armut an Fetten, mit der wiederum die leichte Entwässerbarkeit in Zusammenhang zu bringen ist. Der Stickstoff dürfte wohl nur in schwer assimilierbarer Form im Faul-

[1]) Vergl. hierzu Dzierzgowsky, Zur Frage von der Bedeutung des Septiktanks f. d. biologische Abwasserreinigung; Gesundheitsingenieur Jahrg. XXX, No. 17 u. 18. — Dr. Calmette, Recherches sur l'épuration biologique et chimique des eaux d'égout. Paris 1905—07. Mason & Cie.

raumschlamm enthalten sein, so daß auch dieses Produkt landwirtschaftlich ebenso geringwertig erscheinen muß, wie frischer Klärschlamm.

a) Bauliche Durchführung und Betrieb der Faulbecken.

Nachdem sich der Faulbetrieb aus dem Sedimentierverfahren entwickelt hat, vielfach sogar in denselben Becken vorgenommen wurde, unterscheiden sich die älteren Faulbecken nicht von gewöhnlichen Klärbecken für kontinuierlichen Klärbetrieb. Tiefreichende Tauchwände am Becken-Einlauf und -Auslauf, durch die einerseits eine Zerstörung der Schwimmdecke, sowie andererseits auch eine Wasserentnahme aus den zumeist an suspendierten Stoffen ärmeren mittleren Wasserschichten ermöglicht werden sollte, bildeten



Fig. 195. Offenes Faulbecken in Derby.

neben der an einzelnen Orten durchgeführten dichten Abdeckung die einzigen baulichen Unterschiede.

Erst in den neueren Anlagen findet sich eine die Funktion der Anlage unterstützende Gliederung, mit der auf eine Abhaltung der unzersetzbaren oder schwer umformbaren Fremdstoffe auf eine Erhöhung der Sedimentationswirkung sowie eine Erleichterung der Entschlammung ohne Betriebsunterbrechung hingearbeitet wird. So findet man z. B. in Birmingham eine Reihe hintereinandergeschalteter Becken, von denen die ersten lediglich Sandfänge und Vorklärbecken darstellen, während die folgenden der Schlammumformung dienen. Eine ähnliche Anordnung besteht in Derby, wo langgestreckte Klärbecken durch 2 gemauerte Querwände in 3 ungleich große Abteilungen gesondert werden, von denen die erste als Sandfang, die mittlere und letzte

als eigentlicher Faulraum bezw. zur Nachklärung dienen. Die einzelnen Abteilungen kommunizieren durch in den Trennungsmauern ausgesparte Öffnungen, bezw. in etwa halber Beckentiefe eingemauerte Rohrstutzen (Fig. 195).

Alle diese Anordnungen haben aber den Nachteil, daß Sedimentierung und Faulung in ein und demselben Becken nebeneinander hergehen und sich gegenseitig stören, und daß die Durchflußzeit in Abhängigkeit steht von der Menge der angehäuften Sedimente, so daß am Anfange der Betriebsperiode vielfach eine allzu weitgehende Durchfaulung des Wassers, gegen Ende der Betriebsperiode aber oftmals schon kein genügender Kläreffekt mehr erzielbar wird.

Diesbezüglich braucht ja nur darauf hingewiesen zu werden, daß beispielsweise bei einem Schlammanfall von 12 l pro 1 m^3 Abwasser und anfänglich 24stündiger Durchflußzeit für $t = T = 100$ und $n = {}^3/_4$, also rund 37 % Schlammverzehrung, eine Schlammanhäufung von $100 . 0{,}012 . 0{,}63 = 0{,}75$ m^3 pro 1 Tageskubikmeter Zufluß auftritt, welche die Durchflußzeit allmählich auf 6 Stunden herabdrücken würde, eine Zeitspanne, die bei tieferen Becken nicht mehr ausreichen würde, um einen guten Sedimentiereffekt zu erzielen. Zieht man gar die normalen täglichen Schwankungen im Wasserzuflusse bezw. der Durchflußgeschwindigkeit in Betracht, so ergeben sich noch weit ungünstigere Zahlen. Deshalb gehen die neueren Bestrebungen dahin, Sedimentierraum und Schlammverzehrungsraum voneinander zu trennen.

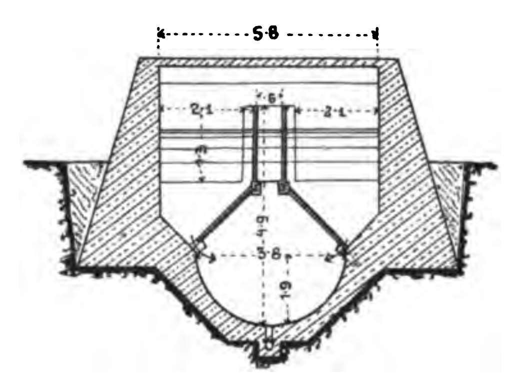


Fig. 196. Schematischer Querschnitt einer Faulkammer nach Travis.

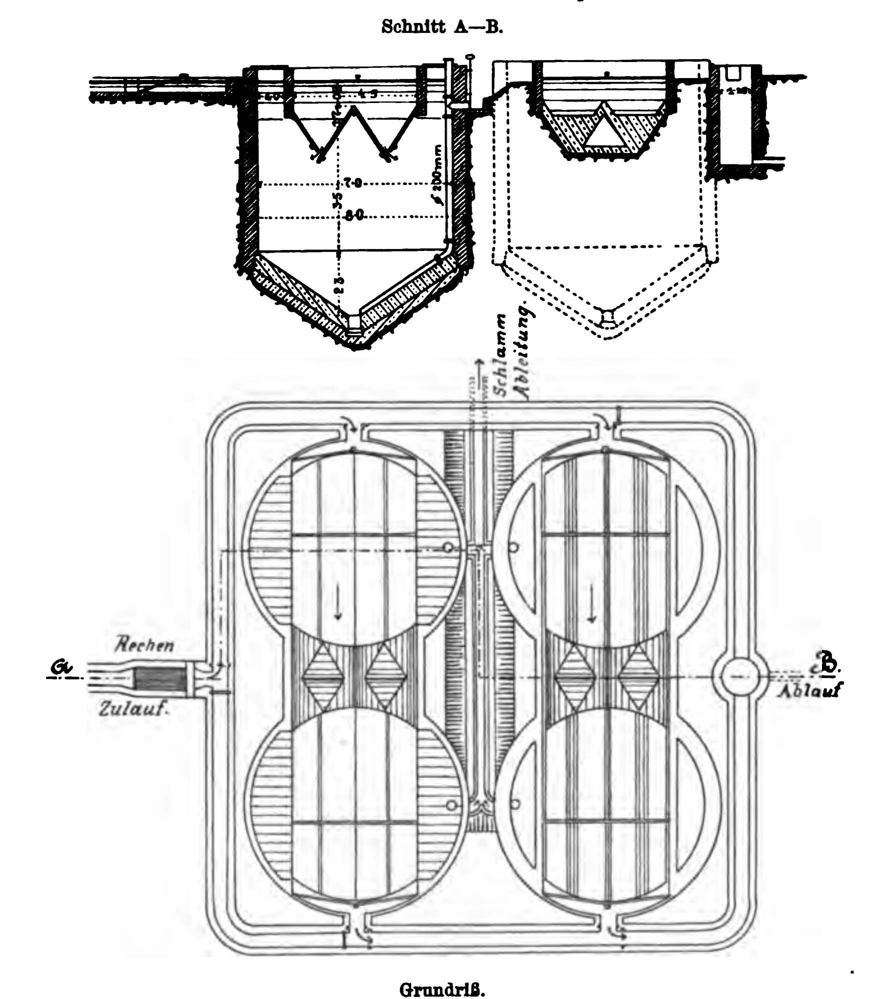
Die erste derartige Ausführung ist das sogen. „hydrolitische Becken“, welches nach den Angaben von Dr. Travis in Hampton (England) errichtet wurde (Fig. 196).[1] Dasselbe besteht aus einem Klärbecken mit halbkreisförmiger Sohlenrinne, das durch der Längsachse nach laufenden Zementplatten in einen mittleren, tief gelegenen Schlammfaulraum und zwei lediglich der Sedimentierung dienende, höher gelegene Seitenkammern unterteilt wird. Sedimentierraum und Faulraum stehen durch eine Anzahl von Öffnungen (am unteren Anschluß der Bodenplatten) in Verbindung. Da der Faulraum sonst keinerlei Wasserzuleitung, wohl aber einen dauernd offen stehenden Abfluß, aus dem ca. $^1/_7$ der gesamten Anwassermenge zur Abströmung gelangt, aufweist, findet ein stetiger Schlammzufluß zum unteren Becken statt. Der zwischen den vertikal stehenden Mittelplatten frei bleibende Raum ermöglicht den Austritt der Fäulnisgase ohne Störung des Sedimentationsprozesses. Die

[1] Vollständige Beschreibung mit Abbildungen in No. 703 (Jahrgang XXVIII, 1905) der Zeitschrift The Surveyor, London.

Entschlammung des unteren Beckens erfolgt durch mehrere in der Sohlenrinne angebrachte Schlammableitungsrohre.

Eine andere Anordnung wurde von der Emscher Genossenschaft in der Versuchskläranlage von Essen erprobt und bereits in Recklinghausen für den Großbetrieb in Ausführung gebracht.[1]) Die (patentierte) Konstruktion lehnt sich an das Vorbild von Hampton an, unterscheidet sich

Schnitt A—B.



Grundriß.

Fig. 197. Kläranlage mit Schlammfaulbrunnen. Type der Emscher Genossenschaft.

aber von diesem insofern, als der Schlammfaulraum hier durch eine Reihe hinter- bezw. nebeneinander gelegener Senkbrunnen gebildet wird, über die ein Sedimentiergerinne geführt ist (Fig. 197). Diese Brunnen haben in Recklinghausen 7 m inneren Durchmesser und 5,8 m nutzbare Tiefe, d. h.

[1]) Helbing, Die Durchführung des Emscher Genossenschaftsgesetzes. Technisches Gemeindeblatt, X. Jahrgang, No. 13.

einen Fassungsraum von rund 160 m³. Die für 26000 Einwohner berechnete Anlage kostet 72000 K, d. i. pro Kopf ca. 2,75 K, und dürften die Betriebskosten pro Kopf und Jahr 0,5 K nicht übersteigen. Endlich versieht auch die Gesellschaft für Abwasserklärung die bereits früher erwähnten Kremerschen Apparate mit einem unterhalb bezw. seitwärts angeordneten Schlammfaulraum,[1]) nach welchem der ausgeschiedene Klärschlamm in mehrstündigen Intervallen durch eine mechanische Abstreichvorrichtung befördert wird.

Während Travis Wert darauf legt, durch seinen Schlammverzehrungsraum einen kontinuierlichen Abwasserstrom zu leiten und so die bei der Schlammfaulung gebildeten löslichen Produkte auszuwaschen, wird bei den beiden letztgenannten Ausführungsweisen jede Strömung durch den Schlammfaulraum grundsätzlich vermieden. Ob es bei dieser Anordnung, namentlich wenn die Schlammräume so tief angelegt sind, möglich sein wird, in einer entsprechend kurzen Zeit eine vollständige Durchfaulung des Schlammes zu erzielen, muß wohl noch abgewartet werden. Denn es ist eine bekannte Tatsache, daß auch die Fäulnisprozesse zum Stillstande kommen, wenn sich die bei der bakteriellen Tätigkeit gebildeten Umsetzungsprodukte, unter denen sich auch Bakteriengifte befinden, in größeren Mengen anhäufen.

Für größere Anlagen scheinen auch die Klärbecken nach Elberfelder Bauweise (S. 473)[2]) in Verbindung mit entsprechenden Schlammfaulbecken oder Brunnen zur Vornahme des Faulbetriebes vorzüglich geeignet.

Während beim reinen Sedimentationsbetrieb darauf geachtet werden muß die Becken stets vollkommen zu entschlammen, um Fäulnisprozesse hintanzuhalten, ist es beim Faulverfahren zweckmäßig, gelegentlich der Beckenentschlammung stets etwas gefaulten Schlamm zurückzulassen, um in der neuen Betriebsperiode die volle Aktivität des Faulraumes möglichst rasch zu erreichen.

Von großer Bedeutung ist es ferner beim Faulbetrieb, größere Wasserspiegelschwankungen in den Becken tunlichst zu vermeiden. Denn jegliche Verminderung der über den Schlammassen lagernden Wassersäule begünstigt einen plötzlichen verstärkten Gasaustritt und bewirkt damit eine Aufwühlung der Sedimente, sowie eine Störung des Sedimentationsprozesses.

2. Das Oxydationsverfahren.

a) Allgemeines über die Wirkungsweise der biologischen Körper.

Aus dem früheren geht hervor, daß das Faulverfahren nicht als selbständiges, abschließendes Reinigungsverfahren, sondern lediglich als eine besondere Art der Vorbehandlung gelten kann. Denn dasselbe vermag der

---

[1]) Eine derartige Anlage wird derzeit in der Versuchskläranlage der Kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung zu Berlin einer eingehenden Prüfung unterzogen.

[2]) Nachtrag zu S. 473. Nach einer Mitteilung von Stadtbaurat Schoenfelder vollzieht sich die Entschlammung der Klärbecken mit Hilfe der 4 Sümpfe tadellos. Bei den Erweiterungsbauten der Anlage ist eine weitere Vermehrung dieser Sümpfe auf 6—8 in Aussicht genommen, um die Differenzierung des Schlammes noch weiter treiben zu können. Die Baukosten der Elberfelder Anlage betrugen 680000 K, d. i. pro Kopf 2,1 bezw. pro Tageskubikmeter 8,5 K.

an eine durchgreifende Behandlung zu stellenden Grundanforderung, ein unveränderliches Endprodukt zu liefern, nicht zu genügen.

Hingegen lassen sich durch die Verarbeitung der vorgereinigten Abwässer in biologischen (Oxydations-) Körpern vollkommen stabile Abflüsse herstellen, die auch die weitgehendsten Ansprüche zu befriedigen vermögen.

Um von den zur Erzielung einer vollständigen Oxydation der organischen Fremdstoffe erforderlichen Sauerstoffmengen, die unmittelbar oder mittelbar der atmosphärischen Luft entnommen werden, eine ungefähre Größenvorstellung zu erhalten, braucht nur daran erinnert zu werden, daß normale städtische Abwässer (entsprechend einem Wasserkonsum von 100 l pro Kopf und Tag) einen Permanganatverbrauch von etwa 400 mg/l aufweisen. Dem entspricht ein Sauerstoffquantum von rund 100 gm pro 1 m^3 Abwasser, das (ohne Rücksichtnahme auf die Abhängigkeit der Volumgewichte von den jeweils herrschenden Temperaturen und Druckverhältnissen) in einem Luftvolumen von rund 340 l enthalten ist. Bei konzentrierten städtischen Abwässern kann dieser Sauerstoffbedarf auf mehr als das Doppelte steigen; bei einem Permanganatverbrauch von 1200 mg/l, der allerdings nur von stark verunreinigten Industrieabwässern (z. B. jenen von Bierbrauereien und Zuckerfabriken) erreicht wird, würde die erforderliche Luftmenge sogar ebensogroß werden als das Abwasserquantum selbst.

Es sind also schon an sich, d. h. ohne Rücksicht auf etwaige bei der Reaktion mitlaufende sauerstoffzehrende Nebenprozesse, stets bedeutende Luftvolumina zum Ersatze des bei der Oxydation auftretenden Sauerstoffverbrauches notwendig.

Da der freie Luftsauerstoff überdies bei den in Betracht kommenden Temperaturen nur geringe Aktivität zeigt, würden auf rein chemischem Wege zustande kommende Oxydationen erst nach unverhältnismäßig langer Zeit ihren Abschluß finden. Dieselben werden somit praktisch bedeutungslos.

Hingegen lassen sich durch Zuziehung geeigneter Sauerstoffüberträger, unter denen sich anorganische Katalysatoren, ungeformte Fermente und bestimmte Gruppen niederer Lebewesen befinden, ganz wesentliche Reaktionsbeschleunigungen erzielen.

Gelangen die genannten Agentien in geschlossenen Wasserkörpern zur Wirksamkeit, so bleibt der Verlauf der Oxydationsprozesse immer noch ein langsamer und unvollständiger. Dies ist beispielsweise bei der Selbstreinigung der Wasserläufe der Fall, bei der die Sauerstoffaufnahme lediglich durch die wälzende Bewegung des Wassers sowie durch die Sauerstoffausscheidung grüner Pflanzen, insbesondere der chlorophyllführenden Algen, in wirksamer Weise unterstützt wird.

Die Oxydationsprozesse vollziehen sich erst wesentlich rascher, wenn der zu reinigende Wasserkörper in kleine Quantitäten aufgelöst mit der Oberfläche von festen Körpern in innige Berührung gebracht wird, welche nicht nur den genannten Sauerstoffüberträgern als Stützpunkte dienen, sondern auch selbst auf die Fremdstoffe eine besondere Wirkung ausüben, wodurch letztere eine Anreicherung in der Grenzfläche der zur Berührung kommenden Medien erfahren.

Bei den natürlichen biologischen Verfahren, der intermittierenden Bodenfiltration und Landberieselung wird dies dadurch erreicht, daß durchlässige entwässerbare Böden zeitweilig Abwässer zugeführt erhalten. Bei den künstlichen biologischen Verfahren treten verwitterungsbeständige Materialien wie Koks, Schlacke oder Gesteinsbrocken an Stelle des gewachsenen Bodens. Dieselben werden entweder in wasserdicht angelegte Becken eingeschlossen und periodisch mit Abwasser überstaut (Füllverfahren), oder in freier Aufschichtung unter ständigem Luftzutritte vom Abwasser überrieselt (Tropfverfahren).

Die sich hierbei abspielenden Vorgänge können — insoweit sie für die technische Durchführung des Verfahrens von Bedeutung sind — in folgende drei Stadien eingereiht werden:

I. Ausscheidung der Fremdstoffe:

a) durch rein mechanische Sedimentation und Zurückhaltung der Suspensa durch Oberflächenattraktion, Klebrigkeit und Aufsaugungsvermögen der sich an der rauhen Materialoberfläche nach und nach bildenden Schleimschicht;
b) durch Adsorption gelöster Stoffe durch die genannte Schicht;
c) durch chemische Bindung;
d) durch direkte Resorption seitens bestimmter Lebewesen.

II. Umsetzung der ausgeschiedenen Stoffe:

e) durch rein chemische Vorgänge (inkl. der Einwirkung ungeformter Fermente);
f) durch die assimilatorische und dissimilatorische Tätigkeit der in der Schleimschicht angesiedelten Lebewesen.

III. Entfernung der gebildeten Umsetzungsprodukte:

g) durch mechanische Ausspülung fester Stoffe u. zw. von Mineralsubstanz, organischen Abbauprodukten und organisierten Körpern;
h) durch Auslaugung löslich gewordener Verbindungen.

Diesen Einzelprozessen wurde im Laufe der Zeit eine recht wechselnde Bedeutung beigemessen. Insbesondere gilt dies bezüglich der am Zustandekommen des Reinigungsprozesses beteiligten Mikroorganismen.

Nach der heute wohl nicht mehr ganz zutreffend als „englische Auffassung“ bezeichneten Anschauung wurde die direkte Aufnahme und Verarbeitung der Fremdstoffe durch Bakterien als das wesentlichste Moment des ganzen Verfahrens hervorgehoben. Diese Vorstellung erweist sich aber als unvereinbar mit den über den zeitlichen Ablauf des Prozesses gewonnenen Erfahrungen.

Die gerade entgegengesetzte Theorie, welche mechanisch physikalischen Prozessen die primäre Bedeutung beilegt, wird derzeit von Bredtschneider[1]) noch eifrig verfochten. Derselbe geht von der Ansicht aus, daß die fäulnisfähigen Fremdstoffe kolloidaler Natur seien, in den Abwässern nur in Pseudolösungen vorkommen, daher auch auf rein mechanischem Wege von der

[1]) Bredtschneider, Gesundheitsingenieur XXVIII. Jahrg., No. 8, 9, 11, 15; XXIX. Jahrg., No. 11, 13, 37.

Flüssigkeit trennbar wären und von der Schleimschicht dauernd festgehalten würden.

Beide Theorien können nur beschränkte Teile des ganzen Erscheinungskomplexes in ungezwungener Weise erklären und müssen daher als unzureichend bezw. unzutreffend bezeichnet werden.

Erst die Arbeiten Dunbars[1]) vermochten ein zutreffendes allgemeines Bild des Reinigungsvorganges zu entwerfen.

Nach diesem Forscher ist die Aufnahme der gelösten Stoffe durch Adsorption als primärer Vorgang anzusehen. An diesen schließen sich die Umsetzung der ausgeschiedenen Stoffe durch Mikroorganismentätigkeit und parallelgehend eine Regeneration des Adsorptionsvermögens als wesentlichste Momente für den biologischen Reinigungsprozeß. Die mechanische Sedimentation sowie die Möglichkeit einer direkten Resorption gelöster Stoffe durch Mikroorganismen kommt somit nur als untergeordnete Teilwirkung in Betracht.

Die Adsorptionserscheinungen sind mit der Bildung eines Wasserhäutchens auf der adsorbierenden Substanz in Zusammenhang zu bringen, das sich unter der Wirkung von Kohäsionskräften in stark komprimiertem Zustande befindet.[2]) Das Bestehen eines solchen Spannungszustandes wird durch eine starke Wärmeentwicklung gelegentlich der Benetzung fein verteilter, unlöslicher Körper durch Flüssigkeiten wahrscheinlich gemacht.[3])

Die Adsorption gelöster Stoffe durch dieses Wasserhäutchen würde sich dann dadurch erklären, daß Stoffe, deren Löslichkeit mit steigendem Drucke zunimmt, im Benetzungshäutchen angesammelt werden, wohingegen Stoffe, deren Löslichkeit mit Druckzunahme sinkt, die Tendenz besitzen, aus dem Wasserhäutchen auszuwandern.

Adsorptionserscheinungen selbst sind längst bekannt und in der Technologie vielfach praktisch verwertet. Das spezifische Verhalten zwischen den in den Abwässern regelmäßig anzutreffenden Fremdstoffen und den zum Aufbau von Oxydationskörpern in Betracht kommenden Materialien wurde bereits von verschiedenen Forschern eingehend studiert. Insbesondere hat Dzierzgowsky[4]) eine umfassende Reihe diesbezüglicher Versuche veröffentlicht.

Aus all diesen Untersuchungen geht hervor, daß schon das Körpermaterial (Koks, Schlacke u. dergl.) einzelnen Stoffen gegenüber ein beträchtliches Adsorptionsvermögen äußert. Dasselbe findet aber eine ganz wesentliche Steigerung, wenn sich auf den einzelnen Materialbrocken bei längerem Betriebe ein quellbarer, klebriger Überzug gebildet hat, der aus mechanisch fest-

[1]) Die zahlreichen Originalarbeiten Dunbars und seiner Mitarbeiter am Hamburger Hygienischen Institute sind größtenteils im Gesundheitsingenieur erschienen. Eine Zusammenfassung derselben findet sich in dessen „Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage“ (1907 in Oldenbourgs Verlag, München, erschienen), eine kürzere Darstellung in No. 46 u. 47 des Jahrgangs LVIII (1906) der Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereines.

[2]) W. Nernst, Theoretische Chemie. Stuttgart 1907, Enckes Verlag.

[3]) A. Mitscherlich, Bodenkunde. Berlin 1905, Verlag von Paul Parey.

[4]) Dzierzgowsky, Zur Theorie künstlicher biologischer Filter. Gesundheitsingenieur XXX. Jahrg., No. 1 u. 2.

gehaltener organischer Substanz, Bakterienzoogloeen u. dergl. besteht und zahllose Kleinlebewesen beherbergt. Diesem Belag wird eine wabige Stuktur und daher auch eine besonders große Oberflächenentwicklung zugeschrieben, durch welche sich das experimentell nachgewiesene hohe Adsorptionsvermögen erklärt. Auch ist die Annahme berechtigt, daß der von diesem Benetzungshäutchen reichlich adsorbierte Sauerstoff in Ozon übergeführt werde, wodurch nicht nur ein ansehnliches Sauerstoffreservoir, sondern auch ein besonders aktiver Zustand geschaffen würde.

Trotz seines hohen Adsorptionsvermögens könnte das Benetzungshäutchen nur kurze Zeit hindurch auf die mit ihm in Berührung kommenden Fremdstoffe fixierend wirken, wenn letztere nicht auch unter Mitwirkung von Mikroorganismen abgebaut und oxydiert würden. Hierdurch erlangen dieselben ihre Löslichkeit wieder und werden ausgelaugt. Hiermit erscheint aber auch das Aufnahmevermögen neuerlich regeneriert.

Gerade dieser auf biologischem Wege zustandekommende Regenerationsprozeß ist für das ganze Verfahren typisch. Denn während bei allen anderen Reinigungsmethoden die ausgeschiedenen Stoffe nachträglich noch durch besondere Maßnahmen unschädlich gemacht werden müssen, erfolgt hier parallelgehend mit der Ausscheidung auch der Abbau zu an sich schon stabilen Endprodukten.

Ein technisch wichtiges Moment mag hier noch ganz besonders hervorgehoben werden. Im Dauerbetriebe eines Oxydationskörpers steht die Aufnahmefähigkeit für gelöste Stoffe in engstem Zusammenhange mit dem Regenerationsvermögen. Denn eine Aufnahme hört auf, wenn die Stoffzufuhr so rasch und reichlich oder bei so unzulänglichem Sauerstoffzutritt stattfindet, daß Abbau und Regeneration nicht mehr gleichen Schritt zu halten vermögen. Dann schwindet allmählich das Adsorptionsvermögen gänzlich und die Abwässer passieren den Oxydationskörper, ohne gelöste Stoffe an denselben abzugeben, d. h. ohne eine Reinigung zu erfahren. In diesem Falle wird zwar der biologische Körper funktionslos, doch braucht derselbe noch keinen dauernden Schaden zu nehmen. Denn wenn ihm rechtzeitig eine vollständige Ruhepause oder doch wenigstens ein schonender Betrieb gewährt wird, so erreicht auch das Adsorptionsvermögen allmählich seine ursprüngliche Leistungsfähigkeit zurück.

Anders verhält es sich hinsichtlich der ungelösten organischen Stoffe. Was von diesen im biologischen Körper rein mechanisch zurückgehalten wird, steht nicht in direktem Abhängigkeitsverhältnisse mit dessen Verarbeitungsvermögen. Es kann daher auch fortgesetzt mechanische Ausscheidung stattfinden, wenn das Abbauvermögen, das sich ja auch auf ungelöste Stoffe erstreckt, schon längst überschritten ist. Hier übt also der Körper zwar noch eine zurückhaltende Wirkung, die sich anfänglich sogar in einer gesteigerten Aufnahmsfähigkeit für gelöste Stoffe äußert, doch vollzieht sich diese Anhäufung unverarbeiteter Rückstände nicht ohne Rückschlag. Letztere werden zunächst seine Durchlüftbarkeit herabsetzen und hiermit seine regelmäßige Arbeit mehr und mehr stören, so daß rasch die ganze Funktionsfähigkeit verloren geht und die Oxydationsprozesse durch Fäulnisvorgänge verdrängt werden.

Diese üblen Folgen einer Überlastung mit ungelösten Stoffen sind sogar weit gefährlicher als eine Störung des Adsorptionsvermögens. Denn dieselben lassen sich auch durch Einschaltung von Ruhepausen zumeist nur unvollkommen und vorübergehend beheben. Gewöhnlich aber wird ein vollständiger Abbruch, Waschung des Materiales und ein Neuaufbau des ganzen Körpers erforderlich.

Hieraus läßt sich die Wichtigkeit erkennen, welche eine gründliche Vorreinigung in Form einer möglichst vollkommenen Entfernung aller Suspensa für die Aufrechterhaltung der Betriebsfähigkeit biologischer Körper besitzt.

Eine Gruppe geformter Stoffe läßt sich allerdings nie vollständig von dem Körper fernhalten, nämlich die sich in Milliarden ansiedelnden Lebewesen, denen er sein Regenerationsvermögen verdankt. Ein nicht unbeträchtlicher Teil derselben, u. zw. in erster Linie Bakterien, wird ständig mit den Abflüssen ausgewaschen. Aber gerade die höheren Organismen, wie Würmer, Insektenlarven u. dergl., deren Leiber ganz gewaltige Substanzmengen repräsentieren, und die vielfach im biologischen Körper ihr Dasein beginnen und abschließen, können gelegentlich zu besonderen Mißständen führen. Dies tritt ein, wenn durch Zufuhr von Giftstoffen oder durch Kohlensäureanhäufung die ganze Flora und Fauna des Körpers abstirbt oder wenn, wie dies bei Tropfkörpern zu beachten ist, zu gewissen Jahreszeiten bestimmte Arten gleichzeitig untergehen. Solche Katastrophen erfordern eine besondere Vorsicht in der Nachbehandlung der Abflüsse.

Aus den bisherigen Ausführungen geht hervor, daß für die Abwicklung des biologischen Oxydationsprozesses zwei Faktoren von grundlegender Bedeutung sind, nämlich die Darbietung großer Oberflächen als Sitz der Absorptionskräfte und eine Erleichterung des Sauerstoffzutrittes zur Unterhaltung der Regenerationsvorgänge. Beide Faktoren lassen sich in einem Medium von beschränkter räumlicher Ausdehnung nicht gleichsinnig steigern. Denn einer weitgehenden Verminderung der Korngröße des Materiales, der bei nicht zu großer Verschiedenheit in Größe und Form der einzelnen Konstituenten ein ziemlich konstantes Gesamthohlraumvolumen bei rascher Zunahme der Gesamtoberfläche entspricht, bedingt stets einen wachsenden Widerstand gegen die Durchlüftbarkeit.

Letzterer beginnt sich insbesondere dann schwer fühlbar zu machen, wenn die zwischen den einzelnen Teilchen verbleibenden Zwischenräume unter jene Größenordnung herabsinken, in der bereits kapillare Zurückhaltung des Wassers erfolgt. Denn dann entzieht sich die vollständige Entwässerung mehr und mehr der willkürlichen Handhabung.

Hieraus ergibt sich, daß die natürlichen biologischen Verfahren, welche mit weit geringeren Körnergrößen arbeiten als Füll- und Tropfkörper, quantitativ nur weit geringer beansprucht werden dürfen, da ihre Durchlüftungs- und Regenerierungspausen beträchtlich länger bemessen werden müssen. Ebenso folgt, daß schwere Böden mit einem hohen Gehalte an tonigen Teilen, dicht gelagerte feinkörnige Sande sowie insbesondere Moor- und Torfböden, die sämtlich eine hohe absolute Wasserkapazität besitzen, als biologische Körper unverwendbar sind.

Es wurde schon angedeutet, daß beim Füllverfahren, bei dem die Abwässer in die Oxydationskörper eingestaut werden, zwischen die einzelnen Beschickungen Ruhepausen eingeschaltet werden müssen, in denen die Regenerierung des Aufnahmevermögens vor sich geht, während beim Tropfverfahren im normalen Betriebe zumeist eine kontinuierliche Abwasserzufuhr und Ableitung stattfindet, so daß hier die nie vollgefüllten Hohlräume einen ständigen Luftzutritt ermöglichen.

Aus dieser Betriebsführung ergibt sich ein nicht zu übersehender Unterschied in der Arbeitsweise von Füll- bezw. Tropfkörpern.

In einem vollkommen eingearbeiteten, gut durchlüftbaren Füllkörper, der rasch mit Abwasser beschickt wird, unterliegt das Material der ganzen Tiefe nach fast vollkommen gleichen Bedingungen. Denn in den oberen wie unteren Körperschichten werden gleich starke Absorptionskräfte auf eine Flüssigkeit von ziemlich gleichartiger Beschaffenheit zur Einwirkung gelangen. Ein Stillstand in der Wechselwirkung zwischen Adsorbens und Absorbendus wird also entweder erst nach vollständiger Entfernung der aufnehmbaren Stoffe (wofür theoretisch allerdings ein unendlich langer Zeitraum erforderlich wäre), oder aber nach Erschöpfung der aufnehmenden Kräfte eintreten. Es wird also insbesondere im zweiten Falle stets nur ein partieller Reinigungserfolg erzielt werden können. Dies wird um so mehr dann eintreten, wenn die tieferen Schichten des Füllmateriales zufolge ungünstiger Entwässerungs- und Durchlüftungsverhältnisse in ihrem Regenerationsvermögen beeinträchtigt sind.

Anders liegen die Verhältnisse im Tropfkörper. Hier wird das Wasser auf seinem Wege in die Tiefe durch allmähliche Abgabe der Fremdstoffe an die oberen Schichten in zunehmendem Reinheitsgrade mit den unteren Körperzonen in Berührung kommen. Da letztere — vollkommene Einarbeitung des Körpers vorausgesetzt — noch ein hohes ungesättigtes Adsorptionsvermögen äußern werden, wird hier dem zunehmenden Sättigungsdefizit entsprechend sogar eine stärkere Wechselwirkung zu erwarten sein, als zwischen den oberen in ihrer Aufnahmsfähigkeit erschöpften Körperzonen und den konzentrierteren Schmutzwässern.

Im Tropfkörper sind daher die Bedingungen zu einer weit vollkommeneren Reinigung geboten, als in einem einstufigen Füllkörper bei gleicher Belastung mit Abwasser.

Erst durch Anlage mehrstufiger Füllkörper, d. i. durch Hintereinanderschaltung mehrerer Becken, welche dann auch jene am Tropfkörper hervorgehobene und durch eine Verschiedenheit in Flora und Fauna gekennzeichnete zonale Differenzierung der Arbeitsleistung aufweisen, lassen sich auch mit dem Füllverfahren gleich durchgreifende Reinigungseffekte erzielen.

Ähnliche Erwägungen lassen erkennen, daß es theoretisch unrichtig ist, mehrstufige Füllkörper mit gleicher Korngröße anzulegen. Vielmehr sollen die primären Körper, welche zufolge der in ihnen zur Ausscheidung gelangenden suspendierten Stoffe ohnehin eine relativ stärkere Belastung erfahren und daher auch besonders gut durchlüftbar sein müssen, um ihre volle Aktivität zu bewahren, stets mit gröberem Korn angelegt werden. Denn in den

sekundären Körpern ist eine Verschlammung durch Suspensa weit weniger zu befürchten.

Auf die Zwischenstellung, welche die intermittierende Filtration und der Rieselfeldbetrieb zwischen dem Füllverfahren und dem Tropfverfahren einnehmen, wird gelegentlich der Besprechung der erstgenannten Verfahren noch zurückgekommen werden.

Im Anschlusse seien noch die mit den verschiedenen Durchführungsformen des Oxydationsverfahrens erzielbaren Reinigungseffekte bezw. deren Beurteilung auf Grund chemischer und bakteriologischer Untersuchungen charakterisiert.

Hinsichtlich der Zurückhaltung suspendierter Stoffe erweist sich die Behandlung auf gewachsenem Boden am leistungsfähigsten, wie dies angesichts des hierbei wirksamen Filtrationsvermögens des feinen Materiales und seiner geringen quantitativen Beanspruchung wohl nicht anders zu erwarten ist. Die Abflüsse künstlicher biologischer Körper führen bei sachgemäßer Handhabung des Betriebes stets geringe Mengen ungelöster Stoffe, die aber keineswegs mit den in den Abwässern zugeführten fäulnisfähigen Schmutzstoffen identisch sind, sondern zumeist aus schwer zersetzbaren Abbauprodukten von humusartiger Beschaffenheit bestehen. Daneben finden sich auch mineralische Verwitterungsprodukte des Körpermateriales. All diese Stoffe verursachen weder nach Menge noch Beschaffenheit besondere Mißstände, und lassen sich durch Sedimentation oder eine Nachfiltration durch Sand leicht aus den Abflüssen entfernen, wonach die letzteren meist ein vollkommen farbloses, klares Endprodukt darstellen. Bei Tropfkörpern ist das Quantum der ausgeschwemmten Stoffe meist etwas größer und enthalten dieselben, wie schon bemerkt, zeitweise auch größere Mengen von Kadavern kleinerer Lebewesen, welche dann unbedingt ausgeschieden werden sollten, um keine ungünstige Rückwirkung auf die Abflüsse bezw. den Vorfluter auszuüben.

Bezüglich der gelösten Stoffe ist vor allem zu bemerken, daß der Ausdruck „gereinigt“ keineswegs absolut, d. i. im Sinne einer vollständigen Entfernung aller Fremdstoffe, sondern lediglich in bezug auf deren Unschädlichkeit aufgefaßt werden darf. Unter dieser Einschränkung werden unter der heute herrschenden Anschauung schon alle jene Wässer als hinlänglich gereinigt angesehen, welche, im unverdünnten Zustande bei Luftabschluß und normaler Zimmertemperatur längere Zeit hindurch aufbewahrt, der stinkenden Fäulnis nicht mehr anheimfallen.

Die Versuche, den Punkt, bis zu dem die Abwasserreinigung getrieben werden muß, um dieser Anforderung zu entsprechen, auf chemischem Wege festzustellen, sind lange Zeit erfolglos geblieben. Die Bestimmung des Glühverlustes sowie der Herabsetzung des Gehaltes an organischem Stickstoff und Kohlenstoff zwischen Rohwasser und gereinigtem Wasser konnte diesbezüglich keinen sicheren Anhaltspunkt liefern. Relativ am besten bewährte sich noch die Ermittlung der Herabsetzung der Oxydierbarkeit, durch den Permanganatverbrauch (nach Kubel) gemessen, insbesondere seitdem Dunbar auf Grund vergleichender Beobachtungen darauf aufmerksam machen konnte, daß städtische Abwässer im allgemeinen der stinkenden Fäulnis nicht mehr

anheimfallen, wenn die Oxydierbarkeit durch das Reinigungsverfahren um **60—65** $^0/_0$ herabgesetzt wurde. Da gerade diese Verhältniszahlen erfahrungsgemäß vielfach falsch aufgefaßt werden, sei auf die Bedeutung derselben etwas näher eingegangen. Bei der Beurteilung des Verunreinigungsgrades eines Abwassers ist wohl zu unterscheiden zwischen den einzelnen verschieden leicht zersetzbaren Fremdstoffen und der Konzentration, in der dieselben auftreten. Bei rein städtischen Abwässern, deren Verunreinigung im großen ganzen denselben Ursprung hat, wird das Stoffgemisch selber zumeist weit geringeren Schwankungen unterworfen sein, als seine Konzentration. Finden sich z. B. in einem Rohwasser die Stoffe a, b, c, welche durch das Reinigungsverfahren in die höher oxydierten Verbindungen a', b', c' übergeführt werden, während zu einer anderen Zeit oder an einem anderen Orte zwar im Rohwasser dieselben Stoffe, aber in anderen Mengenverhältnissen ma, nb, pc, und im Reinwasser die entsprechenden Abbauprodukte ma', nb', pc' anzutreffen seien, so kann der Reinigungserfolg in beiden Fällen ein befriedigender sein, trotzdem die Summe der Rückstände $ma' + nb' + pc'$ sogar größer sein kann, als der Anfangsgehalt $a + b + c$ der Schmutzstoffe im Rohwasser von geringerer Konzentration.

Die Herabsetzung der Oxydierbarkeit um 60—65 $^0/_0$ kann demgemäß auch lediglich als kritischer Punkt für städtische Abwässer gelten, und würden für die verschiedenen Gattungen von Industrieabwässern besondere Grenzwerte aufgestellt werden müssen. Hierzu fehlen aber derzeit noch die erforderlichen Unterlagen. Übrigens ist es Dunbar und seinen Mitarbeitern[1]) gelungen, den Nachweis dafür zu erbringen, daß der für städtische Abwässer angegebene Grenzwert jenem Abbaustadium entspricht, bei der die organischen Schwefel enthaltenden organischen Stoffe so weit zersetzt sind, daß keine Schwefelwasserstoff-Entwicklung mehr auftritt, ein Gas, dessen Bildung für das Auftreten stinkender Fäulnis charakteristisch ist.

Die Erreichung dieses Stadiums läßt sich durch ein überaus empfindliches Reagens, das Carosche Methylenblau, durch welches Schwefelwasserstoffmengen von 0,01 mg/l noch nachweisbar sind, in schärferer und gleichzeitig wesentlich einfacherer Weise bestimmen, als durch die umständliche Oxydierbarkeitsermittlung.

Dieser Reinigungsgrad läßt sich mit sämtlichen Durchführungsweisen des biologischen Verfahrens leicht erreichen; zumeist, namentlich beim Rieselfeldbetrieb und der intermittierenden Bodenfiltration, liegt der erzielte Endeffekt sogar wesentlich höher. Hier ist eine Herabsetzung der Oxydierbarkeit um mehr als 90 $^0/_0$ nichts außergewöhnliches.

Mit der Beseitigung der Fäulnisfähigkeit der Abwässer ist aber auch jener Punkt erreicht, von dem an die weiterhin sich selbst überlassenen oder einem Vorfluter zugeleiteten Abflüsse ihre Beschaffenheit unmöglich wieder verschlechtern können, wie dies z. B. bei der Kalkklärung der Fall ist. Dieselben werden vielmehr auf dem Wege der Selbstreinigung noch eine fortschreitende Verbesserung erfahren.

[1]) Dr. Korn und Dr. Kammann, Der Hamburger Test auf Fäulnisfähigkeit. Gesundheitsingenieur XXX. Jahrg., No. 11.

Vielfach wird auf die Anwesenheit von Nitraten in den Abflüssen ein besonderes Gewicht gelegt. Jedenfalls bilden diese auch kolorimetrisch leicht nachweisbaren Endprodukte der Mineralisierung des organischen Stickstoffes einen wichtigen Indikator für die gute Funktion der Reinigungsanlage. Denn zufolge ihrer leichten Reduzierbarkeit ist ihr Bestand in Wässern, in denen noch eine lebhafte Sauerstoffzehrung vor sich geht, unmöglich. In diesem Sinne muß das Auftreten der Nitrate auch als wünschenswert bezeichnet werden.

Was schließlich den Gehalt an Keimen betrifft, so stehen auch hier die Abflüsse der nach dem natürlichen biologischen Verfahren betriebenen Anlagen obenan. Eine Herabsetzung der Keimzahl auf wenige hundert Individuen, die man früher den Rieselfeldern zumutete, läßt sich allerdings im Dauerbetriebe kaum erzielen, und wird auch nicht mehr als erforderlich betrachtet. Wenngleich die Herabsetzung der Individuenzahl eine erhebliche ist, so gilt dies nicht gleicherweise bezüglich der vertretenen Arten, denn in dieser Hinsicht unterscheiden sich die Abflüsse kaum von den Rohwässern. Trotzdem ist bisher noch kein Fall zu verzeichnen, in dem eine biologische Reinigungsanlage zum Ausgangspunkte einer Infektion geworden wäre. Immerhin ist schon bei der Projektierung darauf Rücksicht zu nehmen, die Abflüsse einer künstlichen biologischen Anlage zum mindestens in Epidemiezeiten einer Desinfektion, die sich schon während der Abwicklung des Verfahrens oder in Form einer Nachbehandlung durchführen läßt, unterwerfen zu können. Hierüber folgen noch spezielle Angaben.

b) Bauliche Einrichtung und Betrieb der Füllkörper.

Hinsichtlich der Eignung verschiedener Materialien zum künstlichen Aufbau von biologischen Körpern wurde bereits als Grundforderung eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Verwitterung angeführt. Auch wurde schon der Umstand betont, daß rauhe Oberflächenbeschaffenheit für die Ausbildung und das Festhaften des für die volle Leitungsfähigkeit des Körpers unumgänglich notwendigen schleimigen Überzuges (vielfach auch Rasen oder Rasenbelag genannt) besonders günstig ist und daher die „Einarbeitung“ beschleunigt.

Harte Schlacke und Koks stehen in dieser Richtung obenan; ihnen folgen Ziegelbrocken und Schlägelschotter, während glatter Flußschotter und Kies an letzte Stelle zu setzen wäre. Auch hinsichtlich des dargebotenen Hohlraumvolumens verhalten sich die letztgenannten Materialien ungünstiger, da sich glatte, abgerundete Elemente dichter aneinanderlegen als rauhe, zackige Fragmente.

Auf eine bestimmte chemische Zusammensetzung, insbesondere den früher vielfach als wünschenswert angesehenen Eisengehalt, wird heute kein besonderes Gewicht mehr gelegt. Denn eine geringere spezifische Eignung eines örtlich leicht und billig zu beschaffenden Materials läßt sich durch eine schwächere Beanspruchung der Volumseinheit durch entsprechende Vergrößerung der Gesamtkubatur, oder durch Wahl einer kleineren Korndimension leicht ausgleichen.

Bei den genannten Materialien schwankt das absolute Hohlraumvolumen, das bei nicht zu verschiedener Gestalt der Einzelstücke von deren Dimensionen unabhängig ist (bei Kugeln von gleichem Radius würde dasselbe bei dichtester Lagerung rund 27 % betragen), zwischen 35—50 %. Ein Teil desselben wird aber im Dauerbetriebe nicht nutzbar, weil selbst das gröbste Material noch eine gewisse Wasserkapazität äußert. Von weitaus größerer Bedeutung ist aber die im Betriebe mit dem Anwachsen des Rasenbelages und der fortschreitenden Verschlammung parallelgehende Volumsverminderung. Daher pflegt man den Berechnungen zumeist nur ein nutzbares Hohlraumvolumen von 30 % zugrunde zu legen.

Unter dieser Voraussetzung vermag 1 m^3 Füllkörpermaterial bei jeder Beschickung 300 l aufzunehmen.

Bezeichnet:

n die Anzahl der Beschickungen pro Tag,
z die Anzahl der zu durchlaufenden Stufen,

so vermag 1 m^3 Füllkörper pro Tag eine Abwassermenge von:

$$V = 0{,}3 \frac{n}{z} m^3$$

zu verarbeiten.

Hiernach ist zur Verarbeitung von 1 m^3 Abwasser die Materialmenge:

$$m = 3{,}33 \frac{z}{n} m^3$$

erforderlich.

Die Zahl der Beschickungen und Stufen schwankt bei den praktischen Ausführungen zwischen 1—3.

Hieraus ergibt sich als Materialbedarf pro 1 m^3 Abwasser:

Anzahl der Beschickungen	Materialbedarf in m^3 pro 1 m^3 Abwasser bei einer Stufenzahl von 1	2	3
1	3,35	6,70	10,00
2	1,70	3,35	5,00
3	1,10	2,20	3,30

Für normale und dünne städtische Abwässer (entsprechend einem Wasserverbrauch von 100 l pro Kopf und darüber) kann man bei einstufigen Anlagen mit 2 Beschickungen pro Tag rechnen und bei zweistufigen Ausführungen auf 3 Füllungen hinaufgehen. Dreistufige Anlagen sind zufolge ihrer hohen Kosten bisher nur ganz vereinzelt ausgeführt worden (z. B. Hampton in England).

Zur Behandlung konzentrierter Abwässer macht Imhoff[1]) den Vorschlag, pro Kopf der angeschlossenen Bevölkerung (ohne Rücksicht auf die Stufenzahl) mindestens 130 l Füllmaterial in Ansatz zu bringen.

[1]) Imhoff, Die biologische Abwasserreinigung in Deutschland; Mitteilungen der Kgl. Prüfungsanstalt etc. etc. Heft 7 (1906).

Beträgt der tägliche Wasserverbrauch pro Kopf q l, so wird 1 m³ Abwasser von $\frac{1000}{q}$ Personen produziert, demnach wäre pro 1 m³ Abwasser das Materialquantum:

$$m = \frac{130}{q} m^3$$

erforderlich. Durch Verbindung mit der früher entwickelten Gleichung ergibt sich hieraus:

$$m = \frac{130}{q} = 3{,}33 \frac{z}{n},$$

$$q = 39{,}4 \frac{n}{z} \sim 40 \frac{n}{z} \cdot$$

In dieser Form lassen sich die Beziehungen zwischen dem Wasserverbrauch und der Zahl der Stufen und Beschickungen leicht überblicken. So ersieht man, daß bei einstufigen Anlagen und einem Wasserverbrauch von $q \overline{\lesssim}$ 40 l sich weniger als eine tägliche Beschickung ergeben würde. Da ein derartiger Betrieb, wie noch gezeigt werden wird, eine zu große Beckenzahl erfordern würde, wird man — falls die Gefällsverhältnisse dies zulassen, auch hier immer 2 Stufen anlegen.

In diesen lassen sich die einem Wasserverbrauche von 20—40 l pro Kopf und Tag entstammenden Zuflüsse in 1—2 Beschickungen, jene von 40—60 l pro Kopf in 2—3 Beschickungen bewältigen. Für $q \overline{\gtrsim}$ 60 l wären zweistufige Anlagen bereits nach dem früher gegebenen Schema zu berechnen. Für $q = 40$—80 l ergeben auch einstufige Anlagen schon 1—2 Beschickungen pro Tag.

Das erforderliche Körpermaterial ist beim Füllverfahren stets auf mehrere Einzelbecken zu verteilen, deren Zahl mit Rücksicht auf die Schwankungen der Zuflußmenge und die Anzahl der täglichen Beschickungen zu ermitteln ist.

Jede einzelne Beschickung umfaßt die Füllung, das Vollstehen, die Entleerung und die Lüftung des entleerten Beckens. Hierbei wird man stets trachten, die Lüftungsperiode angesichts der großen Bedeutung dieser Phase für die Regeneration des Adsorptionsvermögens möglichst lang auszudehnen. Die Dauer der Entleerung läßt sich durch entsprechende Dimensionierung der Drainage beliebig abkürzen; für die Zeit des Vollstehens genügen ½—2 Stunden. Da die tiefsten Körperschichten vom Momente des Beginnes der Füllung bis zur Beendigung der Entleerung vom Luftzutritte abgeschlossen sind und namentlich bei konzentrierten Abwässern erfahrungsgemäß ein Zeitraum von 6 Stunden hinreicht, um die Sauerstoffvorräte zu erschöpfen und die Oxydationsvorgänge in Reduktions- und Fäulnisprozesse umschlagen zu lassen, wird man trachten, die ersten 3 Phasen in weniger als 6 Stunden abzuwickeln.

Nachdem man beim Trockenwetterabfluß sowie auch beim Trennsystem bei einem Tagesquantum von Q m³ mit stündlichen Zuflußschwankungen von etwa $\frac{Q}{48}$ in der Nacht und $\frac{Q}{10}$ bis $\frac{Q}{12}$ in den stärksten Tagesstunden zu

rechnen hat, läßt sich die zur glatten Abwicklung des Betriebes erforderliche Beckenzahl b leicht berechnen.

Da bei n täglichen Beschickungen in jeder Stufe $\frac{Q}{n}$ m^3 Holraumvolumen vorhanden sein müssen, wird jedes Einzelbecken die Wassermenge $\frac{Q}{b.n}$ m^3 fassen. Beschränkt man die Zeit für Vollstehen und Entleerung auf 2 Stunden, so daß unter der oben begründeten Einsckränkung für die maximale Füllungsdauer eines Beckens nur noch 4 Stunden verbleiben, so ergibt sich die Beziehung:

$$\frac{Q}{bn} : \frac{Q}{48} = 4,$$

$$b = \frac{12}{n};$$

d. h. es wird:

$$\text{für } n = 1 \quad \ldots\ldots \quad b = 12$$
$$n = 2 \quad \ldots\ldots \quad b = 6$$
$$n = 3 \quad \ldots\ldots \quad b = 4$$

womit auch die vorweggenommene Behauptung, daß bei kleiner Beschickungszahl das Körpermaterial auf viele kleine Becken verteilt werden müsse, erwiesen ist.

Bei einem anhaltenden stündlichen Maximalzufluß von $\frac{Q}{12}$ bis $\frac{Q}{10}$ wird dann jedes Becken bereits in der Zeit:

$$t_{min} = \frac{Q}{bn} : \frac{Q}{12} = \frac{12}{bn} \text{ bis } \frac{Q}{bn} : \frac{Q}{10} = \frac{10}{bn},$$

also in 50—60 Minuten gefüllt sein.

Unter der Annahme, daß der Maximalzufluß mehrere Stunden hindurch unverändert anhalten würde, ergibt sich, daß das Aufnahmsvermögen $\frac{Q}{n}$ einer Stufe bereits in $\frac{Q}{n} : \frac{Q}{12}$ bis $\frac{Q}{n} : \frac{Q}{10}$, also $\frac{12}{n}$ bis $\frac{10}{n}$ Stunden erschöpft wäre, demnach für:

$n = 2$ in 5 —6 Stunden,
$n = 3$ „ 3,2—4 „

auf welchen Zeitraum ein Beschickungszyklus reduziert werden müßte. Hieraus ergibt sich, daß die oben berechneten Beckenräume lediglich das jederzeit in Bereitschaft zu haltende Aufnahmsvolumen darbieten, und daher zumindest noch ein weiteres Becken gleicher Größe in Reserve zu halten ist, um auch außertourliche Ruheperioden gewähren und Entschlammungen ohne Betriebsstörung durchführen zu können.

Zwecks Reinigung der Regenwetterabflüsse des Sammelsystems, die zumeist nur anfänglich eine größere Konzentration aufweisen, werden vielfach noch besondere Füllkörper angelegt, die, weil nur vorübergehend im Gebrauche, auch eine stärkere Beanspruchung erfahren können.

Die Tiefe der Füllkörper wird zumeist mit 1—1,2 m bemessen. Größere Tiefen sind, selbst wenn das verfügbare Gefälle vorhanden wäre, im Hinblick auf die erschwerte Durchlüftung nicht zu empfehlen.

Die Becken sind jedenfalls wasserdicht anzulegen. Im undurchlässigen Boden kann diesbezüglich schon eine einfache Betonsohle genügen, während die Wände lediglich abgeböscht werden und Pflasterung oder einen Zementplattenbelag erhalten. Doch ist auch hier die Herstellung solider Umfassungswände, welche bei weniger dicht gelagerten Böden sowie im Auftrage immer herzustellen sind, vorzuziehen.

Besonderes Augenmerk erfordert die Disposition der Drainage. Es empfiehlt sich, die Sammler durch in der Sohle ausgesparte Rinnen zu bilden, welche mit Ziegeln oder Zementplatten mit offenen Stoßfugen abgedeckt werden und als Nebendrains Drainröhrstränge von mindestens 80—100 mm Lichtweite in kleinen Abständen auf die Sohle aufzulegen. Die Drains werden mit gröberem Material umhüllt. Sämtliche Sammler eines Beckens sind in einem Schachte zusammenzuführen, in welchem der Bedienungsschieber angebracht wird. Es ist darauf zu achten, daß der Wasserspiegel dieses Schachtes nach stattgefundener Entleerung unter die Drainausmündungen zu liegen komme, um die vollständige Durchlüftung des Körpers zu ermöglichen. Bei mehrstufigen Anlagen ist durch Anordnung eines gemeinsamen Gerinnes für die Abflüsse der primären Körper Vorsorge dafür zu treffen, daß die Becken der einzelnen Stufen in beliebigen Kombinationen zusammenarbeiten können.

Die Korngröße des Beschickungsmateriales ist, gute Vorreinigung vorausgesetzt, bei einstufigen Anlagen mit etwa 5—10 mm, bei mehrstufigen Anlagen in den primären Becken mit 10—30 mm, in den folgenden Stufen mit 5—10 mm anzunehmen.

Zur Verteilung des Wassers genügt es nicht, dasselbe lediglich von einem Punkte aus zuzuführen, da sonst das anliegende Material zu stark beansprucht und rasch verschlammen würde. Vielmehr ist über der ganzen Beckenoberfläche ein Netz von Verteilungsrinnen anzulegen. Hierzu verdienen halbierte Steinzeugrohre vor den wenig haltbaren hölzernen Rinnen den Vorzug (Fig. 198). In Manchester wird die Verteilung mit Hilfe eines Systems radialer über die Körperoberfläche aufgedämmter Furchen, die mit feinem Materiale ausgekleidet sind, bewerkstelligt (Fig. 199). Diese Art der Verteilung, durch welche ein Teil der suspendierten Stoffe zurückgehalten wird, schützt zwar den Körper einigermaßen vor Verschlammung, verursacht aber im Betriebe ziemlich viel Instandhaltungsarbeit. Es bestehen auch Apparate zur automatischen Regelung der Beschickung der Füllkörper (Septik Co., London; Adams, York; Mather & Platt, Salford; Ames & Crosta, London). Dieselben sind jedoch sämtlich in der Anlage ziemlich kostspielig und namentlich bei strenger Winterkälte nicht absolut betriebssicher. Die Tendenz, den Betrieb vollkommen automatisch zu gestalten, stammt aus der Zeit, in der man glaubte, daß die Füllkörper bei regelmäßigem Betriebe keinerlei Instandhaltungsarbeiten bedürfen.

Nachdem man aber zu der Erkenntnis gelangt ist, daß die Anlagen nicht nur nicht sich selbst überlassen werden dürfen, sondern sogar eine sehr aufmerksame Behandlung fordern, ist die Anwendung dieser Apparate für größere Anlagen von geringerer Bedeutung geworden. Für



Fig. 198. Abwasser-Reinigungsanlage von Exeter, Füllverfahren mit automatischem Betrieb.



Fig. 199. Füllkörper mit Furchen zur Abwasser-Verteilung in Manchester.

kleinere Anlagen, welche keine ständige Wartung, wohl aber eine zumindest tägliche Revision beanspruchen, behalten dieselben allerdings ihren Wert; diesbezüglich sind die einfachen, nach dem Heberprinzipe (ähnlich wie die automatischen Spülkammern) wirkenden Apparate bei frostsicherer Aufstellung wohl noch am betriebssicheren.

Wenngleich bei rationeller Vorbehandlung die Verschlammung der Füllkörper nur langsam fortschreitet, so ist doch immer mit der Notwendigkeit einer Entschlammung der Becken zu rechnen. Dieselbe erfolgt durch Waschung des ausgehobenen Materiales auf Schüttelsieben u. dergl. Die sich hierbei ergebenden ziemlich bedeutenden Schlammmengen müssen zum mindesten in Absitzbecken ausgeschieden und das stark verunreinigte Waschwasser einer neuerlichen Behandlung unterworfen werden. Da bei der Waschung auch das verwitterte Füllmaterial entfernt wird, ist auch diesbezüglich für entsprechenden Ersatz vorzusorgen.

Die Kosten einer solchen Entschlammung sind bedeutend und nach Maßgabe der hierbei verwendeten maschinellen Hilfsmittel mit etwa 2—6 K pro 1 m^3 in Ansatz zu bringen. Bei sachgemäßer Vorbehandlung und Vermeidung einer Überanstrengung der Füllkörper im Betriebe dürfte sich die Notwendigkeit zur Vornahme der Entschlammung wohl kaum öfter als etwa alle 3 Jahre ergeben.

c) Bauliche Ausgestaltung und Betrieb der Tropfkörper.

Die bereits beim Füllverfahren hervorgehobenen Gesichtspunkte gelten auch bezüglich der Eignung der verschiedenen Materialien zum Aufbau von Tropfkörpern, doch kommen beim Tropfverfahren nur die gröberen Sortimente in Betracht. Die Korngröße wird hier zumeist mit **3—10** cm, manchmal sogar noch höher gewählt.

Tropfkörper werden einstufig angelegt, und rechnet man für dünne und normale Abwässer pro 1 m^3 Tageszufluß 1,0—1,4 m^3 Körpermaterial. Bei konzentrierten Abwässern empfiehlt sich ebenfalls die Anwendung der Imhoffschen Regel, nämlich pro Kopf der angeschlossenen Bevölkerung 0,13 m^3 Material in Ansatz zu bringen.

Im Gegensatze zum intermittierenden Betriebe der Füllkörper erfolgt die Beschickung der Tropfkörper kontinuierlich, oder doch in so geringen Zwischenpausen, daß man hier von einem ununterbrochenen Betriebe sprechen kann. Letzterer gestattet, sich den Zuflußschwankungen vollkommen anzuschmiegen und braucht daher bei der Verteilung der erforderlichen Gesamtkubatur auf Einzelkörper nach dieser Richtung keine besondere Rücksicht genommen zu werden. Die Zahl der Körper erscheint daher lediglich von der Art der jeweils für die Wasseraufbringung gewählten Vorrichtungen abhängig. Ebenso entfällt die Beschränkung der Tropfkörperhöhe im Hinblicke auf deren Durchlüftbarkeit, und wird dieselbe, falls nicht die verfügbaren Gefällverhältnisse bereits die Einhaltung bestimmter Grenzen erfordern, weit größer bemessen als beim Füllverfahren; doch darf man auch hier nicht über bestimmte Werte hinausgehen.

Wohl läßt sich durch Vergrößerung der Körperhöhe der zur Unterbringung der Anlage erforderliche Raum vermindern und auch an den Kosten

für Unterbauten und Verteilungsvorrichtungen sparen; gleichzeitig wächst aber die pro Flächeneinheit aufzubringende bezw. die im Beharrungszustande pro Zeiteinheit den Körperquerschnitt passierende Wassermenge. Da außerdem die normalen Zuflußschwankungen im gleichen Sinne wirken, und die Abwasserverteilung sich nicht mit absoluter Gleichförmigkeit bewerkstelligen läßt, insbesondere aber die intermittierend arbeitenden Verteilungsvorrichtungen die tatsächliche Beaufschlagungsdauer der Flächeneinheit auf einen Bruchteil der Beschickungsdauer des ganzen Körpers reduzieren, treffen hier eine Reihe von Umständen zusammen, die nur allzuleicht eine örtliche oder zeitweise Überlastung einzelner Körperteile hervorbringen können. Denn die Vergrößerung der sekundlichen Durchflußmenge gibt immer zu befürchten, daß an Stelle des Tropfenfalles von Fragment zu Fragment sich Strömchen ausbilden, welche die gesamte Körperhöhe in einer vielmals kürzeren Zeit durcheilen als die einzelnen Tropfen. Hierdurch aber werden nicht nur Auswaschungen begünstigt, sondern event. sogar die für die Einwirkung der Adsorptionskräfte verfügbare Zeit ungebührlich abgekürzt.

Erfahrungsgemäß sinkt die Durchflußzeit bei sehr grobem Körpermaterial und intermittierender Bechickung auf nur 2—5 Minuten, während dieselbe bei feinerem Material und kontinuierlicher Wasserverteilung 30—40 Minuten beträgt.[1])

Aus diesen Gründen erscheint es rätlich, Tropfkörper nicht höher als etwa 2,5—3 m anzulegen.

Nachdem bei ordnungsmäßigem Betriebe das Hohlraumvolumen der Tropfkörper nie vollständig mit Abwasser erfüllt sein kann, unterliegen dieselben auch keinem inneren Wasserüberdrucke. Bei Ausbildung der Umfassungswände ist daher lediglich der Forderung zu entsprechen, das Material zusammenzuhalten und event. Stützpunkte für die Anbringung der Abwasserverteilungsvorrichtung zu gewähren.

Bei frei über Terrain stehenden Tropfkörpern aus grobem Material genügt es daher, die Umfassung aus einer mit schwachem Anzug versehenen Trockenschlichtung von Bruchstein oder besonders großen Schlacken- und Koksbrocken herzustellen und event. durch Umlegung von Schließen aus Bandeisen zusammenzuhalten. Feineres Material, das bei steiler Schüttung einen höheren seitlichen Schub äußert, wird in eine Ummantelung aus Zementmörtelmauerwerk, Stampfbeton oder Eisenbeton eingeschlossen. Jedenfalls sind auch in diesen Umwallungen zur Erleichterung des Luftzutrittes in verschiedenen Höhen Öffnungen auszusparen, an die sich tief ins Körperinnere reichende gelochte Steinzeugröhren oder Drainrohre anschließen.

Eine beachtenswerte (patentierte) Art der Umfassung hat die Firma Pittel & Brausewetter in Wien eingeführt. Dieselbe besteht aus Betonformstücken, welche durch vertikale Rundeisenstäbe zu einer Art Blockkette vereinigt werden und bei großer Billigkeit den Ansprüchen an die Festigkeit und Durchlüftbarkeit ausgezeichnet Rechnung tragen.

[1]) W. Clifford, The Time of Passage of Liquids through percolating Beds. Surveyor XXXII, No. 820.

Als Unterbau der Tropfkörper eignet sich am besten eine Betonplatte, welche bei kreisrundem Körperquerschnitt als sanft geböschter Kegel ausgeführt wird und so das gereinigte Wasser nach einer die Platte umziehenden abdeckbaren Rinne abfließen läßt. Mit Füßchen versehene tisch-, pult- oder halbkreisförmige Formziegel, welche in England zur Herstellung einer Art doppelten Bodens über der Betonsohle fast allenthalben angewendet werden und die Entwässerung und Durchlüftung des Körpers wirksam unterstützen, sind am Kontinente noch wenig in Gebrauch.

Bei rechteckiger Grundrißform erhält die Sohlplatte eine Abdachung nach den Längsseiten entlang ziehenden Rinnen. Breitere Tropfkörper werden auch nach der bei den Füllkörpern angegebenen Art drainiert.

Zwingen die Nieveauverhältnisse dazu, die Tropfkörper ganz oder teilweise in den Boden zu versenken, so sollten dieselben auch hier womöglich freistehend errichtet werden; zumindest aber müssen die äußeren Schichten aus möglichst grobem Material hergestellt werden, um auch einen seitlichen Luftzutritt zu gestatten.

Während sich die Wasserzufuhr zu den Füllkörpern in einfachster Weise bewerkstelligen läßt, ist die Wasserverteilung über die Tropfkörper eine weit schwierigere Aufgabe, deren rationelle Lösung um so mehr Beachtung erfordert, als jede Ungleichförmigkeit in der Beanspruchung mit einer Herabsetzung des sonst erzielbaren Effektes verbunden ist. Diesem Umstande ist es wohl in erster Linie zuzuschreiben, daß das Tropfverfahren angesichts seiner Überlegenheit in bezug auf Leistungsfähigkeit und Einfachheit in Anlage und Betrieb das Füllverfahren noch nicht ganz verdrängt hat.

Namentlich in England steht eine ganze Reihe im mehrjährigen Betriebe erprobter Abwasserverteilungsvorrichtungen im Gebrauche, welche den an sie gerichteten Anforderungen mit mehr minder großer Vollkommenheit zu entsprechen vermögen; doch stellen sich dieselben in der Anlage zumeist recht kostspielig. Nach ihrer Wirkungsweise lassen sich dieselben in nachstehende Gruppen einteilen:

a) Stabile Verteiler.

α) Tropfrinnen (nach W. B. Stoddart, Bristol) sind Rinnen aus gelochtem Wellblech, welche an ihrer Unterfläche Zäpfchen tragen, von denen das über die Blechränder überschlagende Wasser auf den Brockenkörper abtropft. Dieselben eignen sich nur für kleine Anlagen, da sie für größere Flächen zu schwer ausfallen und besondere Stützkonstruktionen erfordern würden.

β) Tropfnasen (nach J. Orange, Nottingham). Von einzelnen über der Körperfläche liegenden Verteilungsrinnen ragen beiderseits Blechnasen von verschiedener Länge vor, von denen das Abtropfen erfolgt.

γ) Kipprinnen (Col. Ducat, W. E. Farrer, Birmingham). Auf einer durchlaufenden Längsachse befestigte und der Länge nach in zwei Kammern geteilte Rinnen werden alternierend mit Abwasser gefüllt, wodurch ein Kippen der Rinne sowie ein Ausgießen des Inhaltes über die benachbarte Körperfläche bewirkt wird.

δ) Versprüher. Dieselben stehen in großem Maßstabe auf den Tropfkörpern von Salford, Birmingham (Fig. 200) sowie Columbus und

Reading in den Vereinigten Staaten in Verwendung. Der ganze Tropfkörper ist hierbei mit einem Druckrohrnetz überzogen, auf dem nach Maßgabe des



Fig. 200. Tropfkörper aus Steinschlag mit Abwasser-Versprüher in Birmingham.



Fig. 201. Tropfkörper aus Koks mit Drehsprengern in Wilmersdorf bei Berlin.

verfügbaren Überdruckes in größeren oder kleineren Abständen Streudüsen angebracht sind, welche die Abwässer regenartig zur Verteilung bringen.

Durch entsprechende Bohrung der Düsen bezw. durch Anprallen des Wasserstrahles an einen Konus oder lemniskatenförmige, feststehende oder bewegliche Bleche wird eine feine Zerstäubung des Strahles erzielt. Die Gleichförmigkeit der Verteilung läßt bei wechselndem Wasserdrucke und insbesondere bei windigem Wetter manches zu wünschen übrig. Auch sind die feinen Austrittsöffnungen der Verstopfung ausgesetzt und bedürfen daher beständiger Aufsicht. Endlich führt die Methode bei Aufbringung stark vorgefaulter Abwässer zu Geruchsbelästigungen.

b) Rotierende Verteiler für kreisförmige Tropfkörper.

α) Drehsprenger (Sprinkler), (Fig. 201), bestehen aus Röhrenkreuzen mit 3—6 Armen, welche auf einem Zentralzapfen gelagert und bei größerer Armlänge durch Zugschließen mit einer Zentralsäule verspannt sind. Dieses Röhrenwerk ist einseitig mit einer Lochung versehen und gerät nach dem Prinzipe des Segnerschen Rades in Rotation. Durch Anbringung von Kugellagern, Entlastung durch Schwimmer, Ersatz der Stopfbüchsen durch Quecksilberverschlüsse und ähnliche Mittel zur Herabsetzung der Reibungswiderstände (Konstruktionen von Candy, Adams, Ham Baker & Co., London) ist es gelungen, Drehsprenger von Durchmessern bis zu 50 m bei einer wirksamen Druckhöhe von nur 25—50 cm in Bewegung zu erhalten.

Durch entsprechende Austeilung der Austrittsöffnungen, deren gegenseitiger Abstand vom Zentralzapfen aus abnimmt, läßt sich ein hoher Gleichförmigkeitsgrad in der Wasserverteilung erzielen. Da die größeren Typen namentlich bei freistehenden hochgebauten Tropfkörpern in ihrer Bewegung durch den Wind stark beeinflußt werden, hat man die einzelnen Arme mit Klappen versehen, welche sich unter dem Winddrucke öffnen bezw. schließen; übrigens läßt sich auch durch Erhöhung der Umfassungswände über die Körperfläche ein wirksamer Windschutz erzielen. Andere Konstrukteuere (Mather & Platt, Salford) haben das Röhrenwerk durch drehbar aufgehängte offene Gerinne ersetzt, die das Wasser durch Bodenöffnungen oder an einer adjustierbaren Überschlagskante austreten lassen, und durch eine am Aufhängungspunkte angebrachte Turbine oder einen Elektromotor in Bewegung gesetzt werden.

Bei stark wechselnden Zuflußmengen, die sich namentlich bei kleinen Anlagen oft ergeben, müssen den Drehsprengern Kippgefäße oder durch Heberwirkung zu entleerende Ausgleichsbehälter vorgeschaltet werden, um die zum Betriebe erforderliche Aufschlagwassermenge durch Aufstau zu gewinnen. Von verschiedenen Autoren wird dieser intermittierende Betrieb, von dem man auch eine Spülung der Austrittsöffnungen erwartet, grundsätzlich für alle Drehsprenger verlangt. Dann erfolgt aber stets vor Eintritt der Bewegung sowie beim Stillstand längere Zeit hindurch ein Ausgießen von Abwasser auf derselben Stelle, das, wie schon begründet, nicht als besonders wünschenswert bezeichnet werden kann. Bei größeren, aus mehreren Einheiten bestehenden Anlagen, welche ohnehin eine ständige Wartung benötigen, scheint es daher ratsamer, den Zuflußschwankungen durch alternierende Außerbetriebsetzung einzelner Körper Rechnung zu tragen.

Von allen Mechanismen zur Tropfkörperbeschickung haben die Drehsprenger zufolge ihrer relativen Billigkeit und Einfachheit in der Montage die größte Verbreitung gefunden.

β) Scott-Moncrieff-Verteiler (Manlove Alliott & Co., Nottingham). Ein einerseits von einem Zentralzapfen, andererseits von einem auf einer Rundschiene laufenden Wagen mit Motorantrieb, gestützter Gitterträger trägt ein Gerinne, das, vom Zentralzapfen aus gespeist, das Abwasser über eine Anzahl von adjustierbaren Überfällen austreten und von vorspringenden Rippen abtropfen läßt. Der Apparat sichert die vollkommenste Gleichförmigkeit der Verteilung, ist aber in Anlage wie Betrieb äußerst kostspielig.

γ) Der „Fiddian"-Verteiler (von Birch Killon & Co., Manchester) läuft wie der vorbeschriebene auf einer Rundschiene um einen Zentralzapfen, und besteht aus einer Serie auf gemeinsamer Achse aufgekeilter Zellenräder, welche durch das Zufließen des Abwassers in Rotation versetzt werden und ihre Bewegung durch ein Vorgelege dem auf der Rundschiene laufenden Wagen mitteilen, wodurch das ganze System in Bewegung kommt. Die Zellenräder gießen ihren Inhalt direkt auf die Körperoberfläche aus. Nachdem der Apparat leichter gebaut ist als der vorbeschriebene und vom Abwasserstrome selbst bewegt wird, stellt er sich auch wesentlich billiger als der Scott-Moncrieff-Verteiler.

c) Verteiler mit fortschreitender Bewegung.

Der Fiddian-Verteiler wird auch für Tropfkörper von rechteckiger Grundrißform ausgeführt und seine hin- und hergehende Bewegung dadurch eingeleitet, daßauf der durchlaufenden Achse alternierd Zellenräder mit entgegengesetzter Drehrichtung angebracht sind und durch eine Reversiervorrichtung dem einen oder anderen Zellensystem Wasser zugeführt wird, wodurch auch die die Achse tragenden auf Längsschienen laufenden Wagen ihre Bewegungsrichtung ändern.

Ein nach ähnlichem Prinzipe (Wicks-Dodd) (von Ham, Baker & Co., Birmingham) gebauter Apparat ist in Fig. 202 dargestellt. Auf diesem Bilde ist auch die Art Wasserzufuhr aus einem höher gelegenen Gerinne durch Vermittlung eines Hebers ersichtlich.

Die nach dem Prinzipe der Zellenräder gebauten Abwasserverteiler zeichnen sich dadurch aus, daß feine, durch die suspendierten Stoffe verstopfbare Öffnungen an denselben vermieden sind. Auch findet ihre fortschreitende Bewegung, wenngleich verlangsamt, selbst bei den kleinsten Zuflußmengen statt, und ist somit die Wasserverteilung jederzeit eine durchaus gleichförmige.

Ein ebenfalls für hin- und hergehende Bewegung auf rechteckigen Tropfkörpern bestimmter Verteiler wurde (von Willcox &. Raikes in Birmingham) für die Abwasserreinigungsanlage von Hanley gebaut. Derselbe besteht aus einem auf Schienen laufenden Wagenpaar, das eine Röhre mit Ausgußöffnungen trägt und an einem über Gleitrollen und Spannvorrichtung laufenden endlosen Kabel durch ein elektrisch angetriebenes Vorgelege mit Reversiervorrichtung in Bewegung gesetzt wird.

d) Die Dunbarsche Deckschicht besteht aus einer die ganze Tropfkörperoberfläche überdeckenden Lage von feingesiebter harter Schlacke oder

scharfem Sande mit gleichförmigem rundlichem Korn und etwa 1—2 mm Korndurchmesser, welche auf einer Stützschicht aufruht. Da letztere das



Fig. 202. Tropfkörper mit Zellenrad-Verteiler (nach Wicks-Dodd) in Wednesburry.

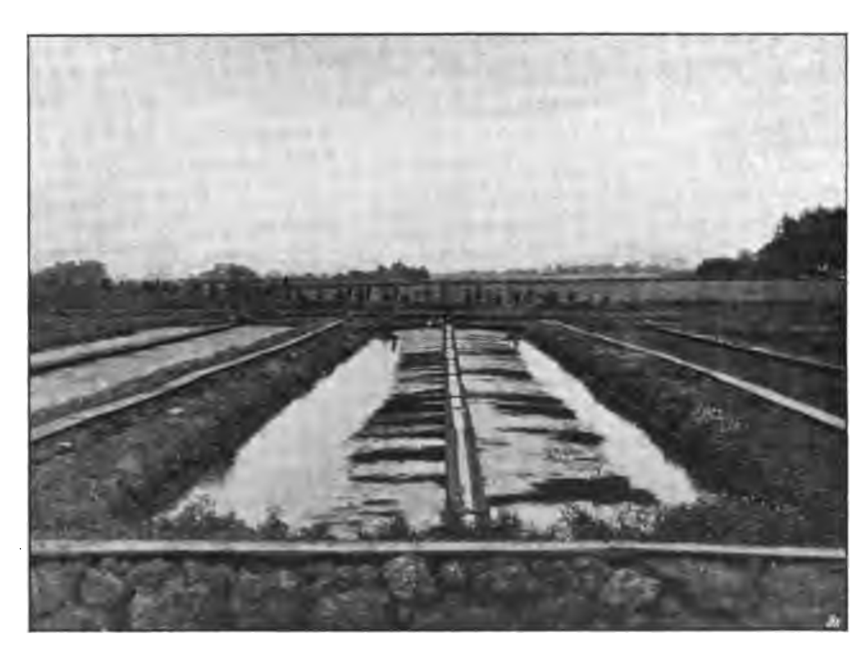


Fig. 203. Tropfkörper mit Deckschicht nach Dunbar (während der Beschickung) in Unna.

feine Deckmaterial vor dem Hineinfallen in das eigentliche Tropfkörpermaterial zu hindern hat, muß sie in der Aufeinanderfolge ihrer Korngrößen sorgfältig

abgestimmt werden und fällt daher um so stärker aus, je gröber das unterliegende Brockenmaterial ist. Hierfür genügt zumeist eine Stärke von 20 bis 40 cm. Die eigentliche Deckschicht wird 10—20 cm dick aufgebracht und erfolgt die Wasserverteilung auf ihr durch ein Rinnensystem wie beim Füllverfahren (Fig. 203).

Sobald sich die Deckschicht im Betriebe verschlämmt und dann einen wachsenden Durchgangswiderstand entgegenstellt, muß das Wasser auf ihr in dünner Schicht aufgestaut werden. Zu diesem Zwecke wird die Deckschicht an den Rändern des Körpers schalenförmig in die Höhe gezogen. Zeitweise muß die Decklage ähnlich wie ein Wasserwerksfilter nach vorhergehender Trockenlegung geschält werden. Ein Aufharken der verschlämmten Decke ist zu vermeiden, wohl aber kann dieselbe nach der Schälung etwas aufgelockert werden.

Im Betriebe erfordert diese Verteilungsart eine sorgfältige Überwachung, nachdem ein Durchreißen der Decklage eine örtliche Überlastung des Tropfkörpers und einen Austritt ungereinigten Wassers zur Folge hat.

Während in den Füllkörpern eine Schlammanhäufung stattfindet, welche das nutzbare Hohlraumvolumen und hiermit auch ihre Mengenleistung herabsetzt und kostspielige Waschungen erfordert, kommen derartige Verschlämmungen der Tropfkörper fast nie vor, da hier eine dauernde Ausspülung des abgebauten Materiales Platz greift.

d) Nachbehandlung der Abflüsse künstlicher biologischer Anlagen.

In der Mehrzahl der Fälle dürfte sich die Ausscheidung der Suspensa schon als hinlänglich erweisen. Diesbezüglich gelten die beim Sedimentationsbetrieb erörterten Gesichtspunkte. Nur bei sehr ungünstigen Vorflutverhältnissen oder im Falle, daß die Abflüsse bis zur Erreichung der Vorflut noch längere Grabenstrecken in unverdünntem Zustande zu durchfließen hätten, kann auch eine gründliche Nachbehandlung wünschenswert werden. Dieselbe erfolgt am zweckmäßigsten in künstlich angelegten Sandfiltern (Chorley-Filtern) die ebenso wie die Bodenfiltration intermittierend betrieben werden müssen. Hierbei genügt es, pro 1 m^3 Tageszufluß 1 m^3 Sand zu rechnen. Durch derartige Filter läßt sich insbesondere eine wirksame Herabsetzung des Keimgehaltes erzielen.

Auf Grund einer mehrfach gemachten Beobachtung mag hier auf einen wiederholt konstatierten Fehler bei der Inbetriebsetzung der Nachfilter hingewiesen werden. Erfolgt dieselbe gleichzeitig mit jener der biologischen Körper, so fließen ihnen aus den noch nicht entsprechend eingearbeiteten Körpern fast unveränderte Rohwässer zu. Diese Belastung übersteigt die Leistungsfähigkeit des Sandes, und treten daher bald Verschlämmungen oder sogar Fäulnisprozesse auf, die später unter hohem Kostenaufwande behoben werden müssen, wenn es nicht zu einer Verschlechterung der in den einstweilen eingearbeiteten Körper erzielten guten Abflüsse kommen soll. Es empfiehlt sich daher, derartige Nachfilter erst nach entsprechender Einarbeitung der Hauptanlage in Betrieb zu nehmen. Ähnliche Erscheinungen ergeben sich, wenn die zwischen die Körper und die Sandfilter

einzuschaltenden Absitzbecken nicht regelmäßig gereinigt werden und der hier ausgeschiedene Schlamm bei allzulanger Lagerung unter Wasser in Fäulnis übergeht.

Zur fallweisen Desinfektion der Abflüsse künstlicher biologischer Anlagen eignet sich am besten Chlorkalk in den bereits früher angegebenen Konzentrationen (S. 484). Der Zusatz des Desinfektionsmittels kann (nach Dunbar) sogar vor Aufbringung der vorgereinigten Abwässer auf die Körper erfolgen, da die Oxydation des Restes an freiem Chlor so rasch erfolgt, daß hieraus eine ungünstige Einwirkung auf den Organismenbestand der Körper um so weniger zu befürchten ist, als diese Behandlung der Gesamtabflüsse doch nur in Zeiten besonderer Gefahr vorübergehend Platz greifen dürfte. Bei dauernd zu desinfizierenden Abwässern, z. B. jenen von Krankenhäusern, Schlachthäusern event. auch Gerbereien, müßte hingegen mit äußerster Vorsicht verfahren werden, wenn die keimtötende Wirkung des Desinfektionsmittels nicht auch den Körper schädigen soll.

e) Einfluß der Winterkälte auf den Betrieb des künstlichen biologischen Verfahrens.

Die anfänglich gehegte Befürchtung, daß die künstlichen biologischen Verfahren unter den strengeren Bedingungen des kontinentalen Winters versagen würden, hat sich erfahrungsgemäß als unberechtigt erwiesen. Die in den Faulbecken und Oxydationskörpern ablaufenden Umsetzungen sind stets mit Wärmeentwicklung verbunden, welche im Verein mit dem auch im Winter nicht zu stark absinkenden Wärmeinhalte der Abwässer zur Aufrechterhaltung des Betriebes genügt.

Immerhin erscheint es geboten, Wärmeverluste nach Tunlichkeit einzuschränken. Dies gilt insbesondere bezüglich der freistehenden Tropfkörper, deren äußere Schichten im Winter leicht vereisen, sowie hinsichtlich der empfindlichen Verteilungsmechanismen. Kleine Anlagen wird man daher in strengen Klimaten wenigstens provisorisch überdachen. Bei größeren Anlagen sollte man sich des wirksamen Schutzes, den eine dichte Umpflanzung gegen Schneetreiben und Windanprall zu gewähren vermag, nicht entäußern.

Füllkörper haben im Winter überhaupt weniger zu befürchten, insbesondere, wenn man die Verteilungsrinnen mit grobem Körpermaterial umpackt.

f) Bau- und Betriebskosten des künstlichen biologischen Reinigungsverfahrens.

Angaben zwecks genereller Veranschlagung der Bau- und Betriebskosten der nach dem künstlichen biologischen Verfahren arbeitenden Anlagen lassen sich derzeit noch schwer aufstellen. Die in dieser Richtung in England, das wohl die meisten und ältesten derartigen Werke besitzt, gewonnenen Erfahrungen lassen sich auf kontinentale Verhältnisse kaum übertragen. Denn abgesehen von der Verschiedenheit von Bodenpreisen und Arbeitslöhnen sind ja viele der dortigen Anlagen aus schon bestehenden chemisch-mechanischen Kläranlagen durch Umbau hervorgegangen, und sind auch die Ausmaße durch besondere behördliche Vorschriften festgelegt. Außerdem wechseln die Anlagekosten, namentlich mit Rücksicht auf die stets eine Hauptpost bildende

Beschaffung des Körpermaterials, so stark, daß hier mit Durchschnittswerten kaum gerechnet werden darf. Auch fällt die Größe der Anlage stets stark ins Gewicht. Für die Verhältnisse Österreichs und Deutschlands wird man als rohe Grenzwerte der Anlagekosten für mittlere und große Verhältnisse etwa 5—15 K, für kleine und kleinste 20—50 K pro Kopf annehmen dürfen. Noch unsicherer gestaltet sich eine allgemeine Voreinschätzung der zu erwartenden Betriebskosten. Daß dieselben nicht so gering sind, wie man anfänglich erwartete, kann angesichts der stets beträchtlichen Kosten der Vorreinigung und der periodischen Aufwendungen für Waschung und teilweisen Ersatz des Körpermateriales nicht überraschen. Einschließlich der Kosten für Tilgung und Verzinsung des Anlagekapitales wird man bei großen und mittleren Betrieben mit etwa 1—2 K, bei kleinen Anlagen mit 3—6 K pro Kopf und Jahr zu rechnen haben.

Zur Gewinnung näherer Anhaltspunkte bei der Veranschlagung von Spezialfällen sei hier nochmals auf die schon zitierte (S. 510) Arbeit Imhoffs über die einschlägigen Verhältnisse Deutschlands hingewiesen.

g) Der gewachsene Boden als Oxydationskörper.

Die Verwendbarkeit der verschiedensten Materialien zum Aufbau künstlicher biologischer Körper sowie die Möglichkeit, den Grad der Reinigung den örtlichen Bedürfnissen genau anpassen zu können, bilden den unverkennbaren Vorzug des künstlichen biologischen Verfahrens. Denn hiermit wird der Reinigungsbetrieb zu einer technisch überall durchführbaren Maßregel und seine Vornahme lediglich eine Kostenfrage.

Bezüglich der Durchführbarkeit der natürlichen biologischen Verfahren herrscht nicht die gleiche Freiheit. Denn hier ist von Anfang an mit einer bestimmten Beschaffenheit des als Medium dienenden gewachsenen Bodens zu rechnen. Hiermit entzieht sich aber auch eine Reihe der für den Reinigungseffekt maßgebenden Faktoren der willkürlichen Beeinflussung.

Während selbst sehr feinkörnige Füll- oder Tropfkörper immer nur eine verschwindend geringe absolute Wasserkapazität besitzen, äußert der gewachsene Boden, seiner Struktur entsprechend, einerseits eine wesentlich geringere Durchlässigkeit für Wasser und Luft sowie andererseits ein vielmals größeres Vermögen zur dauernden Zurückhaltung des Wassers. Diese Eigenschaften lassen sich durch künstliche Maßnahmen nur innerhalb beschränkter Grenzen ändern. In diesem Verhalten liegt der Grund der geringeren quantitativen Leistungsfähigkeit der natürlichen biologischen Verfahren.

Im folgenden wird die Bezeichnung „intermittierende Bodenfiltration“ für jedes nach dem biologischen Prinzipe auf gewachsenem Boden durchgeführte Reinigungsverfahren angewendet, bei dem auf eine landwirtschaftliche Nutzung des Geländes kein Wert gelegt wird.

Mit dem Namen „Rieselfeld“ sei jede nach dem gleichen Prinzipe betriebene, aber auch landwirtschaftliche Nutzung anstrebende Abwasserreinigungsanlage bezeichnet, welche auf die Erzielung eines angemessenen Reinigungserfolges das Hauptgewicht legt. Eine bestimmte Vorstellung bezüglich der Art der Wasseraufbringung sei mit diesem Namen nicht verknüpft.

Die Anlagen zur rationellen landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer werden in einem eigenen Abschnitte besprochen.

Hinsichtlich der Wasserverteilung verhält sich die intermittierende Bodenfiltration und die Bodenberieselung ähnlich wie ein Tropfkörper mit Deckschicht. Hingegen hängt es von besonderen Umständen ab, ob sich in den tieferen Bodenschichten die für das Tropfverfahren oder für das Füllverfahren charakteristischen Vorgänge abspielen.

Die Durchlässigkeit des Bodens und die Art der Entwässerung sind hierbei die maßgebenden Faktoren.

Das in die oberen Bodenschichten eingedrungene Wasser wird sich, solange das Hohlraumvolumen noch nicht vollständig erfüllt ist, vorerst vertikal nach abwärts bewegen, bis dasselbe den natürlichen Grundwasserstrom oder den durch die Drainage künstlich festgelegten Wasserspiegel erreicht.

Liegt diese Grenzfläche tief, so daß sie erst vom vollständig gereinigten Wasser erreicht wird, und ist auch das natürliche Transportvermögen des Grundwasserstromes oder die Leistungsfähigkeit der Drainage so groß, daß der vermehrte Wasserzufluß von oben keine erheblichen Spiegelschwankungen hervorzubringen vermag, so liegen die Verhältnisse genau wie beim künstlichen Tropfverfahren.

Nur wird hier das durch die Wasserkapazität des Materials festgehaltene Wasser an der Bewegung keinen wesentlichen Anteil nehmen. Denn es ist in erster Linie das jeweils frisch zufließende Wasser, das durch die nicht kapillaren Zwischenräume nach abwärts sinkt und nur zum geringsten Teile der durch den Neuzufluß verdrängte Inhalt der kapillaren Hohlräume, ein Verhalten, das von Dunbar und seinen Mitarbeitern[1]) auch experimentell verfolgt wurde.

Das kapillar festgehaltene Wasser wird erst durch Verdunstung sowie insbesondere durch die Transpiration der Pflanzen, also namentlich auf den Rieselfeldern, mit in den Kreislauf einbezogen.

Solche ideale Boden- und Grundwasserverhältnisse sind äußerst selten. Von einzelnen der nordamerikanischen Bodenfiltrationsanlagen abgesehen, finden sie sich beispielsweise auf einigen Bezirken der Pariser Rieselfelder (Genevilliers, Merry-Pierrelaye), wo eine systematische Drainage angesichts der tiefen Lage und der hohen Durchlässigkeit des Grundwasserträgers ganz entfallen konnte und lediglich wenige tiefe offene Gräben und kurze Sickerrohrleitungen zur Entwässerung anzulegen waren.

Hingegen hat die tiefe Lage des Grundwasserspiegels auf den überaus stark beanspruchten Rieselfeldern von Charlottenburg eine Reihe sehr kostspieliger Maßnahmen verursacht. Hier entzogen sich die in den durchlässigen Untergrund des hoch gelegenen Rieselfeldes eingedrungenen Wässer innerhalb des Rieselbezirkes selbst fast vollkommen der Beherrschung, führten aber im Laufe der Jahre zu einem gesteigerten Grundwasserandrang in tiefer gelegenen Nachbargebieten und machten hier die Errichtung ausgedehnter Abfanggräben erforderlich.

[1]) Dr. Kammann und Dr. Carnwath, Über intermittierende Bodenfiltration. Gesundheitsingenieur Jahrg. XXIX, No. 42.

Eine andere Erscheinung wird auftreten, wenn der Grundwasserstand ein hoher ist und zufolge einer geringen Durchlässigkeit des Grundwasserträgers die natürliche oder künstliche Drainage so langsam wirkt, daß sie nicht in der Lage ist, die bei der Beschickung vom Boden aufgenommenen Wassermengen aus letzterem in gleich raschem Tempo wieder zum Abfluß zu bringen.

Dies wird insbesondere dann stattfinden, wenn die Bodenflächen längere Zeit hindurch in stärkerer Schicht überstaut werden und das Wasser unter Druck in den Boden eintritt. Dann muß sich mit zunehmender Füllung der nicht kapillaren Räume der Bodenwasserspiegel allmählich heben und endlich sogar die Bodenoberfläche erreichen. Da dann auch alle das Kapillarwasser tragenden Menisken verschwinden, wird bei noch weiter anhaltendem Wasserzuflusse der gesamte im Boden eingeschlossene Wasserkörper an der Bewegung teilnehmen und eine allmähliche Erneuerung erfahren.

Die Verhältnisse liegen dann gleich, wie in einem Füllkörper, dessen Beschickung nach erreichter Füllung bei geöffnetem Ablauf weiter fortgesetzt wird, eine Betriebsweise, zu der man sich bei zu klein bemessenen Anlagen namentlich zu Regenzeiten gelegentlich entschließen mußte. Auch auf Rieselfeldern wurde in früherer Zeit vielfach in ähnlicher Weise verfahren, indem die Abwässer insbesondere zur Winterszeit wochenlang in tiefen Becken (Staubassins) eingestaut blieben.

Nach den früheren Ausführungen über die Bedeutung der Regenerierungspausen kann es nicht überraschen, daß bei einer derartigen Betriebsführung nicht nur mangelhafte Reinigungseffekte erzielt wurden, sondern auch die Oxydationskörper selbst eine Schädigung davontrugen.

Ähnliche Verhältnisse herrschten übrigens auch auf einzelnen älteren englischen Rieselfeldern, welche man seinerzeit in Ermangelung eines geeigneteren Reinigungsverfahrens auf schwer durchlässigen Böden anlegen mußte. Hier blieb das Schluckvermögen des Bodens selbst nach der Drainierung im Vergleiche zum Abwasserzufluß so gering, daß das Hauptquantum nicht in den Boden versinken konnte, sondern über die Oberfläche zum Abfluß gelangte (Broad Irrigation). Unter solchen Umständen konnte überhaupt nur eine dünne Bodenschicht als biologischer Körper wirken, dessen Aufnahmsvermögen, wenn nicht sehr ausgedehnte Landflächen zur Verfügung standen, sich stets rasch erschöpfte.

Da wegen Mangel an Gelände zur Einhaltung eines entsprechenden Bewässerungszyklus zumeist nicht einmal die erforderlichen Ruhepausen gegönnt werden konnten, die in Anbetracht der hohen Wasserkapazität und der schweren Durchlüftbarkeit gerade hier besonders lang zu bemessen gewesen wären, erklären sich ungezwungen die unzulänglichen Reinigungswirkungen auf derart betriebenen Rieselfeldern. Dieselben wurden daher nach Ausbildung des künstlichen biologischen Verfahrens teils entsprechend entlastet (Leicester, Bolton), teils sogar ganz außer Betrieb gesetzt.

Für Neuanlagen kommen derartige Böden dermalen kaum mehr in Betracht.

Wird hingegen die Abwasserzufuhr schon eingestellt, bevor der während der Beschickung allmählich angestiegene Bodenwasserstand jenes Niveau überschritten hat, in das die Wässer zufolge ihres Hindurchganges durch die aktiven oberen Bodenschichten (Reinigungszone) in bereits vollkommen oder doch zumindest weitgehend gereinigtem Zustande gelangen, so wird sich auch durch eine zeitweilige Füllung des gesamten Hohlraumvolumens dieser unteren Zonen keine Störung des Reinigungsvorganges ergeben. Denn letzterer dient dann lediglich zur vorübergehenden Magazinierung der das Aufnahmsvermögen der Drainage übersteigenden gereinigten Zuflüsse (Ausgleichszone).

In diesem Falle würde gewissermaßen ein (durch die Reinigungszone repräsentierter) Tropfkörper über einem Füllkörper (Ausgleichszone) gelagert sein. Da letzterer dann nur weitgehend vorgereinigte Zuflüsse empfängt, kann er auch eine längere Periode des Vollstehens und eine nur langsam fortschreitende Entleerung schadlos ertragen.

Durch eine den jeweiligen Durchlässigkeitsverhältnissen angepaßte Regelung der Intensität und Dauer der Beschickung, insbesondere aber durch entsprechende Ausgestaltung der Drainage dürfte sich die vollständige, räumliche Trennung von Reinigungs- und Magazinierungszone zumeist erreichen lassen; zumindest aber kann durch sachgemäße Anlage und Betriebsführung ein Übergreifen beider Zonen, welches gleichbedeutend wäre mit einem Füllbetrieb, in dieser gemeinschaftlichen Zone zeitlich stark beschränkt werden.

Erst hiermit erscheint ein guter Reinigungserfolg vollkommen gesichert. Denn ein für längere Zeit anhaltender Luftabschluß zufolge des Gefülltstehens der nicht kapillaren Hohlräume muß auf die Leistungsfähigkeit des auch während der Ruheperiode weit schwerer durchlüftbaren Bodens nicht minder schädlich wirken, als eine ungebührliche Verlängerung der Phase des Vollstehens für einen Füllkörper. Insbesondere gilt dies für die Rieselfelder, auf denen ja außerdem auch noch die für ein Gedeihen der Kulturpflanzen erforderlichen Standortsverhältnisse geschaffen werden müssen.

Was die Tiefe dieser Reinigungszone betrifft, so zeigen die Erfahrungen, daß bei den stärker beanspruchten intermittierenden Filtrationen die obere 1 m starke Bodenschicht bereits die Hauptreinigungsarbeit zu verrichten vermag. Bei den schwächer belasteten Rieselfeldern sinkt die aktive Zone sogar noch unter diese Grenze und dürfte mit 0,5—1,0 m anzunehmen sein.

Hiermit sind ungefähr die Niveaus fixiert, in die sich der geschlossene Grundwasserstand auch während der Beschickung womöglich nie erheben sollte. In einem Spezialfall läßt sich auf Grundlage dieser Angaben unter Berücksichtigung der örtlichen Vorflutverhältnisse die zulässige maximale Absenkungstiefe feststellen und hieraus das Aufnahmsvermögen der Ausgleichszone sowie die zur rechtzeitigen Entleerung derselben erforderliche Kapazität der Drainage unschwer berechnen.

Läßt sich die Wasserableitung aus dem gewachsenen Boden schon weit schwieriger bewerkstelligen als in künstlich angelegten Oxydationskörpern, so liegen die Verhältnisse bezüglich der Durchlüftung noch um vieles ungünstiger. Diesbezüglich sind zwei Phasen scharf zu unterscheiden, nämlich

das Nachdringen der Luft während der Entwässerungsperiode und der nach erfolgtem Wasserabfluß vornehmlich auf dem Wege der Diffusion zustandekommende Gasaustausch.

Bezüglich der ersten Phase erscheint es nicht überflüssig, darauf hinzuweisen, daß sich bei praktischen Ausführungen etwas andere Erscheinungen abspielen dürften als in den diesbezüglich bekannt gewordenen Experimentaluntersuchungen. Denn ein kleiner Versuchskörper läßt sich naturgemäß rascher beschicken und wieder vollkommen entleeren, als ein ausgedehntes Bodenvolumen. Während also die Versuchskörper bei der Entwässerung relativ rasch bis auf den Grund mit atmosphärischer Luft gefüllt werden, kann dieselbe im Großbetriebe dem vielmals langsamer absinkenden Bodenwasser auch nur allmählich folgen. So würde z. B. bei einem natürlichen, biologischen Körper mit einer Luftkapazität von 20 Volumprozenten, selbst wenn dessen Drainage die enorme Leistungsfähigkeit von 100 sl./ha aufweisen würde, die sich wohl nur in den grobkörnigsten Böden überhaupt wird erzielen lassen, eine Wasserspiegelabsenkung von 0,05 mm/Sek. ergeben. Bei Rieselfeldern dürfte es sogar schon auf unüberwindliche Schwierigkeiten stoßen, dem Boden ein sekundliches Wasserquantum von mehr als 10—20 sl. pro Hektar zu entnehmen.[1]) Von einem „lebhaften" Einströmen der Luft in den Boden, von dem fast in der gesamten Literatur der Draintechnik gesprochen wird, kann also im allgemeinen keine Rede sein. Bei diesem langsamen Nachdringen der Luft in die tieferen Bodenschichten wird dieselbe schon einen beträchtlichen Teil ihres Sauerstoffgehaltes an die durchstrichenen, regenerationsbedürftigen oberen Schichten abgeben und sich gleichzeitig mit der dort neu produzierten Kohlensäure beladen. Sonach wird in den Untergrund nicht ein Gasgemisch von der Zusammensetzung der atmosphärischen Luft, sondern ein Stickstoff-Kohlensäuregemisch mit wesentlich geringerem Sauerstoffgehalte eingesogen werden. Dieses Gemisch wird angesichts des höheren Volumgewichtes der Kohlensäure während des Absinkens auf dem Wege der Diffusion von der Außenluft wohl nur geringe Sauerstoffmengen eintauschen.

Trotz der im Vorstehenden begründeten Befürchtung einer Abweichung zwischen den Beobachtungen an kleinen Versuchskörpern und Ergebnissen des praktischen Betriebes scheinen auch die von Dunbar[2]) mit Sandkörpern angestellten Versuche dieses Verhalten einigermaßen wiederzuspiegeln.

Dieselben zeigten kurz nach der Beschickung in einer Tiefe von 10 cm einen Sauerstoffgehalt von 20,8 Volumprozent, in 90 cm Tiefe nur 12,5 %, während die korrespondierenden Kohlensäuremengen 0,3 bezw. 2,0 Volumprozent betrugen. In stärker belasteten Körpern betrug das in 90 cm Tiefe vorgefundene Sauerstoffquantum gar nur noch 0,1 %, während der Kohlensäuregehalt bereits auf 4,4 Volumprozent gestiegen war.

[1]) Einige diesbezügliche, auf Annahme von Grenzwerten basierte Berechnungen finden sich in einer in der Wiener Landwirtschaftlichen Zeitung in den Jahren 1902 und 1903 über das Thema „Schutzdrainage" geführten Kontroverse, bei der es sich darum handelte, festzustellen, ob der Boden durch Drainage befähigt werden könnte, Niederschläge von 100 mm pro Tag voll aufzunehmen und in derselben Zeit unterirdisch durch Drains wieder zum Abfluß gelangen zu lassen.

[2]) Dunbar, Leitfaden etc., S. 213 ff.

In den groben Sanden der intermittierenden Filter vollzieht sich der Gasaustausch in der Ruhepause, nach den Versuchsergebnissen zu schließen, so rasch, daß nach etwa 3 Tagen der Gehalt der Bodenluft an freiem Sauerstoff, der ja übrigens nur einen Bruchteil der in dieser Zeit geschaffenen Sauerstoffvorräte bildet, seinen ursprünglichen Wert. erreicht hat. Im Rieselfeldboden dürfte dieser Prozeß sich ungleich langsamer abspielen. Weist doch schon der hohe Kohlensäuregehalt normaler, ungedüngter Ackerböden auf die Schwierigkeiten hin, die sich einem rascheren Gasaustausch entgegen stellen.

Spezielle Untersuchungen über diese für den Rieselfeldbetrieb hoch wichtige Frage liegen derzeit noch nicht vor, wie ja überhaupt das ganze Problem der Abwässerreinigung auf Rieselland noch nicht dieselbe wissenschaftliche Durchforschung gefunden hat, als das künstliche biologische Verfahren und die intermittierende Filtration. Diesbezüglich ist man noch vollständig auf Analogieschlüsse angewiesen. Immerhin mag aus den vorstehenden allgemeinen Ausführungen die Wichtigkeit erkannt werden, welche eine sachgemäß angeordnete Drainage für die Entwässerung und Lüftung besitzt. In der Praxis sind nach dieser Richtung hin leider viele Unterlassungen vorgekommen.

Zum Schlusse mag noch darauf hingewiesen werden, daß man speziell in England die Drainierung schwerer Rieselfeldböden geradezu als schädlich bezeichnet hat, indem man vielfach eine Rissebildung beobachtete, die den Zutritt ungereinigten Wassers zu den Drains zur Folge hatte.

Nach den bei zahlreichen örtlichen Besichtigungen gewonnenen Eindrücken liegt aber auch vielfach eine unrichtige Anordnung der Drainage vor, denn man hat oft nur wenige Drains oder gelochte Steinzeugrohre von sehr großem Kaliber (8—16″, d. i. 20—40 cm) in bedeutenden Abständen (60—100′ = 18—30 m) und geringer Tiefe (zumeist nur 3—4′ = 0,9—1,2 m) verlegt. Unter diesen Umständen ist es allerdings nicht verwunderlich, daß der Boden keine gleichmäßige Auflockerung erfuhr, insbesondere, wenn die Bewässerung der Durchführung der Drainierung unmittelbar folgte. Erst eine enge und tiefe Drainierung könnte hier zu einem Erfolge führen.

Es wurde bereits hervorgehoben, daß man früher eine Vorreinigung der Abwässer vor Aufbringung auf den gewachsenen Boden als vollkommen überflüssig ansah. Bei einem derartigen Betriebe werden alle Suspensa teils an der Oberfläche selbst, teils in der obersten, etwa 15—20 cm starken Schicht zurückgehalten. Die hiermit bedingte Herabsetzung der Durchlässigkeit wirkt naturgemäß keineswegs günstig und erfordert speziell auf stark belasteten intermittierenden Filtern eine zeitweilige Schälung und Auflockerung der obersten Schicht. Auch auf den Rieselfeldern führen derartige Ablagerungen, abgesehen davon, daß sie auch die Kulturgewächse verschlammen und entwerten, zu einer schädlichen Verschlickung, deren Zerstörung wenigstens bei Ackerland gelegentlich der ohnehin regelmäßig wiederkehrenden Bodenbearbeitung erfolgt; auf Wiesenland läßt sich dieselbe ohne Verletzung der Grasnarbe kaum beseitigen.

Durch eine Vorbehandlung mit dem reinen Sedimentierverfahren oder im Faulbetrieb läßt sich die Verschlammung hintanhalten und dadurch die quantitative Leistung des Mediums auf ein Vielfaches steigern.

Man darf sich aber nicht der Täuschung hingeben, daß zur Erzielung dieses Effektes schon eine grobe Vorreinigung genüge. Denn gerade die feinen Teilchen, welche sich an und zwischen die Bodenpartikel lagern, sind es, welche die Durchlässigkeit des Bodens am stärksten herabsetzen. Daher sollte man die Vorreinigung, wo eine solche in Aussicht genommen wird, stets in durchgreifender Weise bewerkstelligen.

h) Die intermittierende Bodenfiltration.

Bezüglich der Eignung gewachsener Böden verschiedener Struktur zum Betriebe der intermittierenden Bodenfiltration wurden namentlich von seiten des Gesundheitsamtes des Staates Massachusetts (vereinigte Staaten von Nordamerika) Jahrzehnte hindurch sowohl an der in der Stadt Lawrence eingerichteten Versuchsstation als auch an zahlreichen ausgeführten Anlagen eingehende Studien gemacht.

Mit Aufnahme der Arbeiten über dieses bereits von Sir E. Frankland angewandte Verfahren ist die genannte Station auch der Ausgangspunkt für die ganze Entwicklung der künstlichen biologischen Abwasserreinigung geworden.[1])

Für den ausführenden Ingenieur sind in erster Linie jene Forschungen von Interesse, welche sich auf die Feststellung der Strukturverhältnisse jener Böden beziehen, welche bei größter quantitativer Beanspruchung auch einen hohen qualitativen Reinigungserfolg erzielen lassen.

Nach dem Vorgange des genannten Forschungsinstitutes wird diese Eignung auf Grund zweier empirisch festgestellter Werte eingeschätzt, von denen sich der eine auf die „wirksame Korngröße", der andere auf den „Gleichförmigkeitsgrad" des Materiales bezieht.

Bildet man auf Grund einer mechanischen Bodenanalyse die Summen der einzelnen Korngrößenprozente, und zwar vom feinsten Körnungsprodukte ausgehend, was sich am übersichtlichsten durch Auftragen der Summenkurve diagrammatisch darstellen läßt, so gibt jener Korndurchmesser, mit dem die ersten 10 % abschließen, die sogen. „wirksame" Größe. Man hält sich nämlich zur Annahme berechtigt, daß die hiermit abgegrenzten feinsten Teilchen in erster Linie für die Durchlässigkeit des Materiales entscheidend seien. Ein gut verwendbarer Boden soll eine wirksame Größe von etwa 0,3 mm aufweisen.

Den Gleichförmigkeitskoeffizienten erhält man, indem man den Quotienten aus der wirksamen Größe in jenen Korndurchmesser bildet, mit dem die unteren 60 % der Probe abschließen. Dieser Koeffizient soll zwischen die Zahlwerte 2 und 5 fallen. Es müßten sonach 60 % der Partikel kleiner sein als 0,6—1,5 mm. Diesen Strukturverhältnissen soll eine Wasserkapazität von 16—18 % entsprechen.

---

[1]) Reports of the State Board of Health of Massachusetts. Boston, Spezialbericht pro 1888/89, seither fortlaufende Jahresberichte No. 23—36.

Letztgenannte Größe steigt, wie leicht einzusehen, mit zunehmender Feinheit des Materiales, also mit abnehmender wirksamer Größe, und fällt, wenn der Gleichförmigkeitskoeffizient stark anwächst.

Vom Standpunkte der wissenschaftlichen Pedologie kann man jedoch weder das bei der Ermittelung der feineren Korngrößenklassen eingehaltene Schlämmverfahren, noch die auf dem eben skizzierten Wege gewonnene Charakteristik der Bodenstruktur als einwandfrei bezeichnen. Denn es ist eine unendliche Mannigfaltigkeit von Böden mit den verschiedensten Durchlässigkeitsgraden denkbar, für welche die Summenkurve der Korngrößenprozente durch die hervorgehobenen Punkte geht.

Es erscheint daher ratsamer, sich lediglich an das Kriterium zu halten, daß zur intermittierenden Filtration geeignete Böden anfänglich eine Wasserkapazität von 15—20 Volumprozenten und, da man bei groben Sanden mit einem Gesamthohlraumvolumen von 35—40 $^0/_0$ rechnen kann, eine Luftkapazität von 20—25 Volumprozenten aufweisen sollen. Bei derartigen Böden würden sonach Luft und Wasserkapazität annähernd gleich werden.

Während des Betriebes erfährt die Wasserkapazität durch Einschwemmung feiner Teilchen schwerer oder unzersetzbarer Substanz, durch die Anhäufung von Abbauprodukten von humoser Beschaffenheit und durch Ausbildung der adsorbierenden Schicht um die einzelnen Partikel eine Vergrößerung.

Nach der gelegentlich der allgemeinen Charakterisierung der biologischen Reinigungsverfahren hervorgehobenen Bedeutung der Wasserkapazität, welche jedenfalls als eine das nutzbare Hohlraumvolumen vermindernde Größe entgegentritt, ist es unverkennbar, daß man einem Boden um so mehr Abwasser zur Verarbeitung anvertrauen darf, je kleiner seine wasserhaltende Kraft, bezw. je größer seine Luftkapazität ist. Zugleich mit der hierdurch bedingten größeren Durchlässigkeit wächst aber auch die Schwierigkeit hinsichtlich der Gleichförmigkeit der Beschickung mit Abwasser, worauf bei der technischen Ausgestaltung der Wasserverteilung besondere Rücksicht zu nehmen bleibt.

Bei den günstigsten Bodenverhältnissen kann man mit einer Tagesleistung von etwa 500 m^3 pro Hektar rechnen. Die Aufbringung erfolgt dann aber aus den bereits erörterten Gründen nicht täglich, sondern in Intervallen von mindestens 3 Tagen, also in einem Quantum von etwa 1500 m^3 pro Beschickung. Hieraus ergibt sich eine Jahresleistung von 180,000 m^3 pro Hektar. Da die vollständige Entwässerung möglichst rasch zu erfolgen hat, wird man der Dimensionierungsdrainage nicht nur eine mittlere Leistung von $\frac{1,500,000}{3 \times 86,400}$, d. i. rund 6 sl., zugrunde legen, sondern zumindest das 4—5fache Quantum, also ein Abfuhrvermögen von etwa 25—30 sl. Da das Wasserquantum von 1500 m^3 bei einer Luftkapazität von 20 $^0/_0$ einen Bodenraum von 7500 m^3 voll anfüllen würde, müßte die Draintiefe womöglich mit 2 m bemessen werden, wenn ein Rückstau in die Reinigungszone vermieden werden soll.

Bei ungünstigeren Strukturverhältnissen des Bodens muß dann nicht nur eine Verlängerung der Ruheperiode, sondern auch eine Verminderung

des Beschickungsquantums Platz greifen. Rechnet man in diesem Falle mit einem mittleren Tagesquantum von 300 m³ pro Hektar und einem 6tägigen Turnus, so würde sich immer noch eine Jahresleistung von rund 110000 m³ pro Hektar ergeben.

Durch intermittierende Bodenfiltration lassen sich sonach die Abwässer von 3000—5000 Personen (bei einem Quantum von 100 l pro Kopf und Tag) auf 1 ha Land vollkommen reinigen.

Die in der Versuchsstation von Lawrence und von Dunbar in Hamburg angestellten Versuche sprechen sogar für ein viel höheres Leistungsvermögen, insbesondere bei entsprechend gründlicher Vorbehandlung der Abwässer, in welchem Falle Wassermengen von weit über 1000 m³ pro Hektar und Tag gereinigt werden konnten.

Diese Ermittelungen beziehen sich aber zumeist auf kleine Versuchsfilter (in Lawrence von 0,2—20 m²). In größeren Anlagen dürften sich derlei Leistungen zufolge der technischen Schwierigkeiten in der Wasserableitung mit den derzeit üblichen Mitteln kaum erzielen lassen.

Die baulichen Anlagen für den Filtrationsbetrieb beschränken sich zumeist auf die zur Bloßlegung der durchlässigen Bodenschicht erforderlichen Erdbewegung und die Herstellung der Drainage. Der abzutragende Mutterboden wird dann gleich zur Aufführung der Umfassungsdämme der einzelnen Beete, in welche das Gesamtareal unterteilt werden muß, Verwendung finden können. Die Größe dieser Unterabteilungen läßt sich nach den beim Füllverfahren entwickelten Gesichtspunkten bestimmen.

In den amerikanischen Bodenfiltrationsanlagen sind die einzelnen Becken teils mit vollkommen horizontaler Sohle hergestellt und event. mit einem einfachen Rinnensysteme zur leichteren Abwasserverteilung versehen, teils in Furchen gelegt. Letztere Art des Ausbaues erleichtert insbesondere den Betrieb der Anlage zur Winterszeit; dann bildet sich eine von den einzelnen Kämmen getragene Eis- und Schneedecke, unter der die Abwässer sich einen ungehinderten Weg offen halten. Diese Decke bildet auch einen guten Schutz gegen Abkühlung, muß aber immer an einzelnen Stellen aufgehackt werden, um auch den Luftzutritt zu ermöglichen (Fig. 204).

Bei der Beschickung wird bei einzelnen dieser Anlagen das in einem Ausgleichsbehälter angesammelte Abwasser rasch auf ein Becken geleitet, auf anderen das Wasser nach Maßgabe des Zuflusses zugeführt. Erstere Methode sichert wohl eine gleichförmigere Belastung des ganzen Areales. Dies ließe sich aber auch bei kontinuierlichem Zufluß durch eine kunstgerechte Auslegung der Oberfläche in flache Hänge und Rücken unschwer erzielen. Der in den Ausgleichsbecken ausgeschiedene Schlamm wird meist besonderen Becken zugeführt.

Im übrigen beschränkt sich der Betrieb neben der regelmäßigen Umstellung der Zuleitungsschieber und Schütze auf eine gelegentliche Schälung der Oberfläche und ein Aufpflügen der obersten Schicht. Zeitweilig werden den einzelnen Becken auch längere Ruhepausen zwecks Aufarbeitung der angehäuften schwer zersetzbaren Substanz gewährt werden müssen.

Die Bau- und Betriebskosten der amerikanischen Anlagen sind angesichts der hohen Arbeitslöhne ziemlich bedeutend. Die reine Aptierung und Drainierung stellt sich (ohne Zuleitungskanäle, Ausgleichsbehälter etc.) auf etwa 25—40000 K, die Betriebskosten auf etwa 2000 K pro Hektar und Jahr.

Für unsere Verhältnisse dürfte sich selbst bei hohen Grundpreisen, großer Erdbewegung, sowie enger und tiefer Drainierung 1 ha Filter auf höchstens 8000—10000 K stellen. Rechnet man neben einer 4 %igen Verzinsung des Anlagekapitales die jährlichen Betriebskosten hoch gegriffen zu 1600 K, so würde sich eine Gesamtauslage von 2000 K ergeben. Somit würde

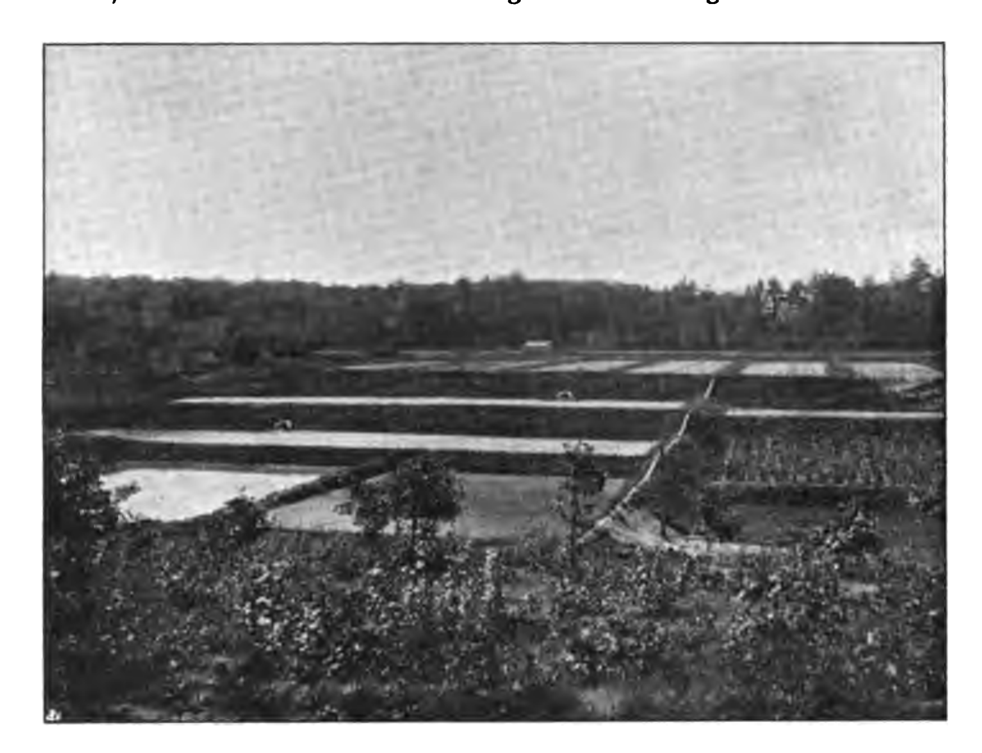


Fig. 204. Abwasser-Reinigung durch intermittierende Bodenfiltration in Andover bei Boston.

bei einer angeschlossenen Kopfzahl von 3000—5000 Personen pro Hektar ein Betrag von 40—66 h pro Kopf und Jahr entfallen.

Mit diesem Aufwande lassen sich Reinigungseffekte erzielen, die jenen der besten Rieselfelder in nichts nachstehen.

i) Die Rieselfelder.

α) Betriebs- und Produktionsverhältnisse.

Die Strukturverhältnisse, welche einen gewachsenen Boden zur Reinigung großer Abwassermengen auf dem Wege der intermittierenden Filtration besonders befähigen, entsprechen nicht auch in gleichem Grade den Anforderungen, welche anspruchsvollere Kulturgewächse an den Bau des Bodenskelettes stellen. Gute Böden weisen wiederum keine hinlänglich große

Durchlässigkeit für Wasser und Luft auf, um unter unseren klimatischen Bedingungen jederzeit eine die Niederschlagsmenge um ein Vielfaches übersteigende Belastung mit Abwasser zu ertragen.

Hierzu kommt der weitere Umstand, daß die Kulturpflanzen in ihren verschiedenen Wachstumsstadien nicht nur einen wechselnden Bedarf an Nährstoff und Wasser haben, sondern zu bestimmten Zeiten, u. zw. namentlich während des ersten Entwicklungszustandes sowie in der Periode der Bildung von Früchten, Samen und Reservestoffen, sogar eine große Empfindlichkeit gegen einen Überschuß an leicht assimilierbaren Nährstoffen und Feuchtigkeit aufweisen.



Fig. 205. Bewässerte Wiesen (Rückenbau) an der Vettabia bei Mailand.

Die Forderung, größere Abwassermengen auf Kulturland zu reinigen, führt daher stets zu einer Reihe von Komplikationen, welche die Durchführung dieses Verfahrens zu einer überaus schwierigen Aufgabe machen.

Denn im praktischen Betriebe steht einem jahrein jahraus fließenden Abwasserstrome meist nur ein beschränktes Aufnahmsgebiet gegenüber, und bedarf es daher eines besonderen Geschickes des Betriebsleiters, um bei der Disposition über die Wasserverteilung einerseits den in erster Linie geforderten Reinigungserfolg zu erzielen, ohne andererseits den Kulturen allzu großen Schaden zuzufügen.

Anfänglich hatte man allerdings gehofft, durch Aufbringung der dungkräftigen Abwässer auf Kulturland neben dem Reinigungseffekte auch wirtschaftliche Erfolge zu erzielen. Aber die Schwierigkeiten in der

Nähe der Abwasserproduktionsgebiete ausgedehnte Landflächen zu erwerben oder dienstbar zu machen, deren Höhenlage, Oberflächengestaltung, Bodenbeschaffenheit, Grundwasser- und Vorflutverhältnisse einen intensiven Wässerbetrieb gestatten, erwiesen sich meist so groß, daß man gar bald darauf verzichtete, die Rieselei als gewinnbringendes Unternehmen anzusehen und sich zufrieden geben mußte, wenn es nur gelang, die Abwässer in einen für die Vorfluter unschädlichen Zustand überzuführen.

Fällt doch die Errichtung der größeren städtischen Rieselanlagen fast ganz in das letzte Drittel des abgelaufenen Jahrhunderts, also noch in eine Zeit, in der man vor Ausbildung der künstlichen biologischen Reinigungsmethoden und angesichts der vielfach unzulänglichen Leistungen der mechanischen und chemisch-mechanischen Klärung auf die Rieselei als einziges Rettungsmittel vor der überhandnehmenden Verpestung der Wasserläufe angewiesen war.

Während man mit Hilfe der künstlich angelegten Oxydationskörper pro 1 ha nutzbarer Oberfläche die Abwässer von 50000—200000 Personen unschädlich zu machen vermag, und selbst bei der intermittierenden Bodenfiltration noch mit einer Zahl von 3000—5000 Personen pro Hektar gerechnet werden darf, gelingt es selbst auf den leistungsfähigsten Rieselfeldern nur bei entsprechend gründlicher Vorreinigung, die Abwässer von 500—1000 Einwohnern dauernd unterzubringen. In den meisten ausgeführten Anlagen sinkt die angeschlossene Kopfzahl sogar auf nur **200—500** pro 1 ha. Diese Zahlen lassen den enormen Landbedarf erkennen, welcher sich in Großstädten zur Unschädlichmachung der Abwässer ergibt. Würde gar eine rationelle Verwertung der in den Abwässern enthaltenen Pflanzennährstoffe angestrebt, so müßten diese Ausmaße noch auf das **5—10** fache vermehrt werden.

Die auf einzelnen der größeren städtischen Rieselgüter Deutschlands pro 1 ha aptierte Fläche entfallenden Abwassermengen sind in der Tabelle auf S. 546 ersichtlich gemacht. Darnach zeigt Berlin mit 12,610 m^3 pro Hektar und Jahr bezw. 34,6 m^3 pro Tag die schwächste Belastung. Die größte Wasserzufuhr ergibt sich derzeit für die Pariser Anlagen. Dieselbe beträgt in den verschiedenen Rieselbezirken durchschnittlich 31,200—56,400 m^3 pro Hektar und Jahr, d. i. 85 bezw. 155 m^3 pro Hektar und Tag. Charlottenburg soll vor der seit 1903 durchgeführten Erweiterung sogar 69,000 m^3 bezw. 190 m^3 pro Hektar aufgebracht haben.

Im allgemeinen wird derzeit zumeist mit einem Abwasserquantum von 18000 m^3 pro Jahr bezw. 50 m^3 pro Tag und Hektar gerechnet. Alle diese Zahlen sind jedoch lediglich aus dem Jahresquantum und der Gesamtfläche berechnete Mittelwerte. Tatsächlich ergeben sich für die verschiedenen Jahreszeiten und Kulturgattungen, sowie in Anbetracht der nie vollkommen gleichförmigen Bodenbeschaffenheit des ganzen Rieselkomplexes ganz bedeutende örtliche und zeitliche Mehrbeanspruchungen. Insbesondere verschieben sich die Verhältnisse zu Zeiten anhaltender Niederschläge, in denen zu der vermehrten Wasserführung der Kanäle noch die auf die Flächen direkt auffallenden Wassermengen hinzutreten.

Dieses Mehrquantum beträgt nach Maßgabe der Jahresregenhöhe bei den Berliner Rieselfeldern ca. 50 %, bei jenen von Paris ca. 15 %; für Einzelregenfälle steigert sich dasselbe natürlich noch ganz bedeutend.

Da eine gründliche Abwasserreinigung auf Kulturland nur dann zu erwarten ist, wenn die Zuflüsse nicht einfach über die Bodenoberfläche strömen, sondern gänzlich zum Versickern gebracht werden, unterscheidet sich die Bewässerung der Rieselfelder wesentlich von dem normalen Wässerverfahren, bei dem namentlich gelegentlich der intensiven Frühjahrs- und Herbstbewässerung ein großer Teil des zugeführten Wassers nur über den Boden hinwegfließt. Diese Forderung erschwert den Wässerbetrieb ganz erheblich. Denn es ist, wie schon in Bd. I, S. 395 ff. auseinandergesetzt wurde, nur mit Hilfe der Überstauungsmethode möglich, einen hohen Grad von Gleichförmigkeit in der Abwasserverteilung zu erzielen. Hingegen ergeben sich bei der Berieselung von Hängen und Rücken stets ungleich starke Versickerungen, wenn das Zuflußquantum so gering bemessen wird, daß der gesamte Zulauf auf der Tafelfläche selbst versinken kann. Man wird daher überall, wo die Niveauverhältnisse dies gestatten, bei Hang- und Rückenbauten mit einer wiederholten Wasserbenutzung zu arbeiten haben. Doch dürfen dann die Abfang- und Transportiergräben nie mit den eigentlichen, ausschließlich für die Aufnahme der Drainwässer bestimmten Entwässerungsgräben in Verbindung stehen, da andernfalls jegliches Versehen des Rieselwärters einen Abfluß ungereinigten Wassers zur Folge hätte.

Hängen und Rücken kommen nur für permanente Wiesen in Betracht, während die Horizontalstücke sowohl für Wiesen als auch für Futter- und Getreideschläge reserviert bleiben.

Hackfrüchte und Feldgemüse empfangen zumeist Furchenbewässerung oder Grabeneinstau zwischen schmalen Beeten (Fig. 206).

Horizontalstücke sind zur Erleichterung der Verwendung landwirtschaftlicher Maschinen möglichst groß und, wenn irgend angängig, nicht unter 0,5 ha (etwa 50 × 100 m) anzulegen. Doch gebietet hier die Höhe der Aptierungskosten, sowie die Forderung, den sterilen Untergrund nicht bloßzulegen, stets die Einhaltung bestimmter natürlicher Grenzen.

Im allgemeinen gestaltet sich die Unterbringung des Wassers im zeitigen Frühjahre am schwierigsten. Denn zu dieser Zeit sollen einerseits die Ackerparzellen zwecks Bodenbearbeitung und Anbau rechtzeitig trocken gelegt werden, während es andererseits noch mit Gefahr verbunden ist, die Vegetation auf den Wiesen durch Zufuhr des relativ warmen Kanalwassers allzu zeitig neu zu beleben und hierdurch die zarten Pflanzen den Gefahren der Spätfröste auszusetzen. Denn eben die Aufgabe, das Gesamtwasserquantum in den Boden versitzen zu lassen, verbietet hier forzierte Rieselungen vorzunehmen, durch die man sonst der schädlichen Wirkung der Spätfröste wirksam entgegenzutreten vermag.

Schwierig gestaltet sich auch der Winterbetrieb, der sich zumeist auf eine Beschickung der in rauher Furche liegenden Äcker beschränkt. Zu dieser Zeit muß das aufgeleitete Abwasser vielfach erst die früher gebildeten Eis- und Schneedecken zum Auftauen bringen, bevor es in den Boden zu



Fig. 206. Rübenfeld während der Bewässerung auf den Rieselfeldern von Paris-Achéres.



Fig. 207. Sturzacker während der Bewässerung bei Frost. Rieselfeld von Berlin-Malchow.

dringen vermag (Fig. 207). Trotzdem ergeben sich bei dieser Art der Wasseraufbringung immer noch wesentlich bessere Reinigungserfolge, als mit der fast ganz verlassenen Methode der Einstauung in tiefe Becken.

Im Herbste stehen fast die gesamten aptierten Flächen zur Wasseraufnahme bereit. Doch empfiehlt es sich auch hier wie im gewöhnlichen Wässerbetrieb, die Wiesen vor Eintritt der Frostperiode rechtzeitig trocken zu legen.

Große Aufmerksamkeit erfordert der Wässerbetrieb in der Hauptvegetationsperiode, dem späteren Frühjahr und den Sommermonaten, eine Zeit, in der sich auf den künstlich entwässerten leichten Böden sogar oft ein Wassermangel fühlbar macht. Denn die durch die reichliche Zufuhr leicht assimilierbarer Nährstoffe verwöhnten Pflanzen vermögen der Wirkung der Trockenheit um so weniger zu widerstehen, als sich dann neben dem Wassermangel auch eine zunehmende Konzentration an jenen Stoffen einstellt, die in großer Verdünnung Wachstumsstimulantia bilden, in größeren Mengen aber als Pflanzengifte wirken. Hierher gehört insbesondere das in den Abwässern stets in großen Mengen vorhandene Kochsalz (etwa 150 bis 200 mg/l).

Würde beispielsweise für ein Hektar Wiese nur das mittlere Quantum von 50 m^3 pro Tag zur Verfügung stehen, so kann damit ein Verdunstungsverlust von 5 mm pro Tag eben noch gedeckt werden. Diese Wassermenge ist in Anbetracht der üppigen Vegetationsverhältnisse keineswegs als hoch anzusehen. Würde nun in einer längeren Trockenperiode in Intervallen von 10 Tagen gewässert werden, und zwar also mit einem Quantum von nur 500 m^3 pro Hektar, das angesichts der großen Durchlässigkeit ohnehin schon schwer gleichmäßig zur Verteilung gebracht werden kann, so ließe sich hiermit (vergl. die auf S. 381 des I. Bandes dieses Handbuches gemachten Angaben) ein Boden mit 40 % Porenvolumen und 30 % Wasserkapazität nur auf 25 cm Tiefe vollsättigen. Dieser Wasservorrat würde bei einem Wasserverbrauch von 5 mm pro Tag in 10 Tagen wieder gänzlich aufgezehrt sein; Füllung und Entleerung würden sich also bei so schwachen Wässerungen in einer dünnen Bodenzone abspielen, die auch durch das Dazwischentreten normaler Regenfälle keine wesentliche Ausdehnung erfährt. Auch das Wasser der tieferen Bodenschichten wird hier angesichts der geringen kapillaren Leitfähigkeit an der Deckung des Wasserbedürfnisses keinen wesentlichen Anteil nehmen.

Folgen einander mehrere schwache Wässerungen, so muß jede derselben neuerlich eine Konzentration der in den obersten Schichten kapillar festgehaltenen Flüssigkeit herbeiführen, da dann eben eine Auswaschung nach dem Untergrunde oder gar eine Abfuhr mit den Drainwässern nicht auftreten kann. Diese zeitweise Anhäufung an sich leicht löslicher, aber vorübergehend unbeweglich gemachter Stoffe wird sich für die Pflanzen umso nachteiliger geltend machen, je näher die jeweils geschaffenen Wasservorräte in der zwischen zwei Wässerungen gelegenen Zeit ihrer Erschöpfung entgegengehen.

Hieraus erklärt sich die oft beklagte Tatsache, daß die Pflanzen trotz der anscheinend reichlichen Wasserzufuhr auf den Rieselfeldern schon an

Trockenheit leiden, während die Vegetation auf benachbarten unbewässerten Feldern oft noch in vollster Kraft dasteht; desgleichen wurde schon wiederholt die einigermaßen überraschende Erscheinung beobachtet, daß extrem niederschlagsarme Jahre auf den Rieselfeldern mehr zu fürchten sind als regenreiche.

Erst durch starke Wässerungen, welche eine Auswaschung und vollständige Entfernung der angehäuften Stoffe mit sich bringen, kann diesen ungünstigen Verhältnissen ein Ende bereitet werden. Das hierzu nötige Mehrquantum an Wasser muß dann aber zumeist wieder auf Kosten anderer Parzellen, deren Kulturen einen geringeren Wasserbedarf aufweisen (z. B. Getreide), beschafft werden. Immerhin zeigt dieses Beispiel die Notwendigkeit, bei Aufteilung des Gesamtareales auf die einzelne Kulturgattung, nicht nur die Möglichkeit einer Wasserunterbringung, sondern auch jene einer Wasserversorgung in Trockenperioden ins Auge zu fassen. Auf verschiedenen Rieselfeldern hat man zur Bekämpfung sommerlicher Dürre schon die Wiederverwendung der Drainwässer (Berlin, Freiburg i. B.) bezw. die Vergrößerung der disponiblen Wassermenge durch Zupumpen von Reinwasser (Danzig) mit Erfolg durchgeführt.

Die geschilderte vorübergehende Anreicherung des Bodenwassers an Pflanzennährstoffen und Giften ist früher vielfach mit einer als schädlich gefürchteten bleibenden Übersättigung der Rieselfeldböden verwechselt worden. Daß ein solcher Zustand wohl kaum jemals schädigende Dimensionen annehmen kann, ist rechnerisch leicht nachzuweisen.

So gibt Backhaus den auf den Berliner Rieselfeldern alljährlich zugeführten Überschuß an Kali mit 3 q pro Hektar an; würde derselbe dauernd festgelegt, so ergäbe dies in 100 Jahren eine Anreicherung des ursprünglichen Kaligehaltes des Bodens um 0,3 %. Auch dann würden die Böden immer noch einen wesentlich geringeren Vorrat an diesem unentbehrlichen Pflanzennährstoffe besitzen, als gute Ackerböden. Dasselbe gilt von der stärker absorbierbaren Phosphorsäure.

Zum Anbau auf Rieselfeldern eignen sich in erster Linie Gras und Futterpflanzen, welche bei hoher Aufnahmsfähigkeit für Abwässer außerordentliche, quantitative Erträge liefern. Auf den Berliner Rieselfeldern wird z. B. in 6—8 Schnitten 500—800 q Rieselgras geerntet. Leider läßt sich dasselbe angesichts seines höheren Gehaltes an Wasser und Salzen nur langsam trocknen und schwer konservieren. Dies bedingt, daß zumeist nur ein geringer Teil des Futters in eigener Wirtschaft verwertet werden kann und der Rest zu geringen Preisen (in Berlin etwa 50 Pf. pro q, d. i. kaum 50 % seines Futterwertes) abgesetzt werden muß. Um dieser Schädigung zu entgehen, wurden in den letzten Jahren auf den Berliner Rieselfeldern bemerkenswerte Versuche[1]) mit künstlicher Trocknung eingeleitet, die auch auf Mais und Wurzelfrüchte ausgedehnt werden.

Auch Hackfrüchte liefern bei bedeutendem Wasserkonsum hohe Bruttoerträge. Kartoffeln eignen sich aber zumeist nur zu Brennereizwecken;

---

[1]) Backhaus, Landwirtschaftliche Versuche etc., S. 88 ff.

Zuckerrüben stehen in ihrem Zuckergehalte gewöhnlich an der unteren Grenze der industriellen Verwertungsfähigkeit.

Zerealien können zufolge ihrer geringen Aufnahmsfähigkeit für Wasser während der Vegetationsperiode nur in beschränkten Quantitäten angebaut werden. Angesichts der stets platzgreifenden Stickstoffüberdüngung neigen dieselben zur Lagerung und weisen auch ein ungünstiges Verhältnis zwischen Korn und Stroh auf.

Der Feldgemüsebau hat sich sowohl hinsichtlich der Unterbringung des Abwassers als auch in bezug der gelieferten Erträge auf Rieselfeldern stets bewährt. Allerdings beschränkt der hohe Arbeitsbedarf derartiger Kulturen deren Aufnahme in den Regiebetrieb. Dieselben eignen sich aber in hohem Maße bei Parzellenverpachtung.

Als ein neuer Betriebszweig ist in den letzten Jahren auf einzelnen Rieselfeldern (Berlin, Dortmund) die **Teichwirtschaft** hinzugetreten. Der hohe Gehalt der Drainwässer an Nährsalzen erfährt auf diesem Wege eine äußerst günstige Ausnützung, das Drainwasser selbst aber durch Hinzutritt der reinigenden Kraft des Planktons eine wesentliche Verbesserung. Auch die zeitweilige Düngung der Teiche mit Rohjauche hat sich als zweckmäßig erwiesen.

β) Abwasserzuleitung zu den Rieselfeldern.

Die Zuleitung der Abwässer zu den Rieselfeldern kann wohl nur in vereinzelten Fällen der Gravitation in ohne inneren Überdruck fließenden Zuleitern bewerkstelligt werden (Dortmund, Freiburg i. B.). Zumeist wird die Anlage einer Druckleitung erforderlich, von der sich nach Erreichung des Rieselgeländes einzelne Verästelungen nach den verschiedenen Hochpunkten abzweigen (Berlin) oder nach Gewinnung der erforderlichen Höhe ein das ganze bewässernde Gebiet beherrschender offener Hauptzubringer ausgeht (Breslau, Danzig).

Im erstgenannten Falle pflegt man bei neueren Anlagen und stark wechselnder Geländehöhe die Rieselbezirke in einzelne Druckzonen zu zerlegen, denen das Wasser von der gemeinsamen Pumpstation aus abwechselnd zugesendet wird (Paris-Mery Pierrelaye), oder für jede Abteilung ein eigenes Hebewerk anzulegen, das von einer zentralen Kraftstation aus betrieben wird (Birmingham).

Druckrohrleitungen und kleinere Zuleitungskanäle folgen zumeist öffentlichen Straßen und Wegen. Bei schwierigeren Terrainverhältnissen oder besonders großen Leitungsausmaßen findet wohl auch eine Unterbringung der Rohre in besonderen Galerien statt (Paris).[1]

Zur Konstruktion der Druckrohrleitungen finden bis zu Durchmessern von 1,2 m zumeist gußeiserne Muffenrohre Verwendung. Größere Rohrkaliber werden aus genieteten Rohren oder in Eisenbeton hergestellt (Fig. 208). Die Eisenbetonrohre für die Hauptzuleitung zu den Pariser Rieselfeldern haben zur Erzielung einer vollkommenen Dichtheit Blechein-

[1]) Bechmann et Launay, Notice sur les travaux de l'aqueduc et du parc agricole d'Achéres. Paris 1897, Dunod et Cie.

lagen erhalten, die entweder an der Innenfläche angebracht oder im Fleisch des Rohres eingebettet sind.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Druckrohrleitungen und der mit diesen in Verbindung stehenden Spezialbauwerke, wie Siphons, Aquädukte, Rohrbrücken u. dergl., ist stets zu beachten, daß es sich um den Transport einer mit Schlamm beladenen, in Zersetzung befindlichen



Fig. 208. Druckrohr aus Eisenbeton (System Bonna) während der Anbringung der Überschubmuffen. Rieselfeld von Paris-Achères.

Flüssigkeit handelt. Es ist daher den Bedürfnissen nach Spülung und Entlüftung in weit höherem Maße Rechnung zu tragen, als bei Reinwasserleitungen. Deshalb erscheint es rätlich, zur Vermeidung größerer Schlammablagerungen eine Vorklärung der Abwässer vorzunehmen (Paris-Colombes).

Ein wichtiges Spezialbauwerk bilden bei Druckrohren die Druckentlastungsanlagen. Dieselben werden in Form von Standrohren oder automatisch wirkenden Auslässen ausgeführt. Standrohre erhalten einen Überlauf,

der nach Erreichung eines bestimmten Wasserstandes in Aktion tritt und dem Mehrzufluß des Abwassers einen Ausweg nach einem Ausgleichsbassin oder einem benachbarten Verteilungsgraben frei gibt. Durch einen Schwimmer, dessen Kopf bei Erreichung des Maximalwasserstandes über dem Standrohre erscheint und bei Tag durch eine Fahne, bei Nacht durch eine Laterne weithin sichtbar gemacht wird, wird dem Wärter der Eintritt eines stärkeren Wasserandranges angezeigt (Fig. 209).



Fig. 209. Standrohr mit Signalschwimmer, Überlaufrohr und Absitzbecken auf den Rieselfeldern von Berlin-Malchow.

Automatische Auslässe finden sich namentlich auf den Pariser Rieselfeldern. Dieselben bestehen aus einem mit Laufgewicht belasteten Tellerventile, welches sich nach Erreichung eines bestimmten Überdruckes öffnet und das Wasser nach einem anschließenden Verteilungsgraben abfließen läßt.

Die Grundsätze für die Anlage des Netzes der Haupt- und Nebengräben einer Bewässerungsanlage wurden bereits im I. Bande dieses Handbuches auseinandergesetzt, dieselben finden ihre sinngemäße Anwendung auch

bezüglich der Wasserverteilung bei Spüljauchenrieselfeldern und lassen sich unschwer auch auf die Wasserverteilung durch Druckrohre übertragen. Steht genug Druck zur Verfügung, so ist es wohl das rationellste, die Zahl der offenen Verteilungsgräben auf ein Minimum zu beschränken. Denn dieselben verursachen immer große Landverluste und erschweren die Kommunikation und die Bewirtschaftung der einzelnen Schläge ganz erheblich. Auf den Rieselfeldern von Paris entfallen auf 1 ha Fläche ungefähr 40—60 m Rohrstrang und auf etwa 1,5—4 ha eine Ausmündung.

Bezüglich der Drainierung der Rieselfelder wurde das wichtigste bereits mitgeteilt. Es möge nur noch darauf hingewiesen werden, daß man hier meist gezwungen ist, von dem sonst eingehaltenen Grundsatze abzugehen, die Zahl der Drainausmündungen tunlichst zu beschränken.

Dies findet seine Begründung einerseits darin, daß die Sammler angesichts der größeren abzuleitenden Wasserquantitäten sonst zu groß ausfallen würden, andererseits um sich jederzeit von der guten Funktion der Drainage und der Qualität der Abflüsse der einzelnen Schläge überzeugen zu können.

γ) Anlage- und Betriebskosten.

Bredtschneider und Thumm[1]) haben unter der Annahme, daß bei einer Abwasserproduktion von 120 l pro Kopf und Tag 1 ha Rieselland ein Tagesquantum von 50 m³, entsprechend einer Kopfzahl von 420, aufzunehmen vermöge, sowie unter der Voraussetzung, daß der landwirtschaftliche Ertrag des Rieselfeldes durch die Betriebskosten ganz verzehrt werde, für verschiedene Bodenpreise das Abhängigkeitsverhältnis zwischen Anlagekosten und Reinigungskosten berechnet. Hierbei wurde weiter angenommen, daß die Aptierungskosten 2500 M. pro Hektar betragen, die für Landerwerb und Aptierung verausgabten Beträge zu 4 % zu verzinsen und für Instandhaltungsarbeiten 1 % der Aptierungskosten aufzuwenden sind. Für den Fall der Vornahme einer Vorreinigung rechnen die genannten Autoren eine Wassermenge von 150 m³ pro Hektar und Tag (entsprechend 1260 Einwohnern) und werden die Baukosten der Vorreinigungsanlage mit 0,3 M., die Schlammbeseitigungskosten mit 0,15 M. pro Kopf und Jahr angenommen.

Aus diesen Annahmen ergeben sich die nachstehend tabellierten Werte.

(Siehe die Tabelle auf S. 544.)

Derlei allgemeine Aufstellungen können natürlich die Mannigfaltigkeit der äußeren Umstände, welche die tatsächlichen Reinigungskosten durch Rieselei bestimmen, nicht voll berücksichtigen. Immerhin geben dieselben ein deutliches Bild des Einflusses der wichtigsten und von Ort zu Ort am stärksten wechselnden Faktoren, nämlich der Kosten des Grunderwerbes und der pro Flächeneinheit entfallenden Kopfzahl (bei Vornahme einer Vorreinigung). Insbesondere zeigt sich, daß die Bodenpreise bei weitem nicht so stark ins Gewicht fallen als vielfach angenommen wird, denn einer Verdoppelung derselben entspricht erst eine 30 %ige Steigerung der Reinigungskosten. Dieser Umstand verdient insofern besondere Beachtung, als die Annahme nicht un-

[1]) Mitteilungen der kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung etc., Heft 3, 1904.

berechtigt ist, daß überall dort, wo die Bodenpreise nicht einzig durch die spekulative Ausnützung der Zwangslage der Städte künstlich in die Höhe getrieben erscheinen, sondern zufolge besserer chemisch-physikalischer Beschaffenheit des Bodens oder günstigerer Produktions- und Absatzbedingungen gerechtfertigt erscheinen, trotz höherer Anlagekosten mit der Erzielung eines landwirtschaftlichen Ertrages gerechnet werden kann.

Bodenpreis pro Hektar:	2000 M. = 2400 K		2500 M. = 3000 K		3000 M. = 3600 K		4000 M. = 4800 K		5000 M. = 6000 K		6000 M. = 7200 K	
	Pf.	h	Pf.	h	Pf.	h	Pf.	h	Pf.	h	Pf.	h
Reinigungskosten pro 1 m^3 Abwasser	1,11	1,33	1,22	1,46	1,32	1,58	1,54	1,84	1,76	2,11	1,97	2,36
Ohne Vorreinigung pro Kopf und Jahr . . .	0,49	0,59	0,54	0,64	0,58	0,70	0,68	0,81	0,77	0,93	0,87	1,04
Reinigungskosten pro 1 m^3 Abwasser	0,80	0,96	0,84	1,01	0,88	1,06	0,95	1,14	1,02	1,22	1,09	1,31
Mit Vorreinigung pro Kopf und Jahr	0,35	0,42	0,37	0,44	0,39	0,47	0,42	0,50	0,45	0,55	0,48	0,58
Durch die Vorreinigung verringern sich die Kosten um	28 %		31 %		33 %		38 %		42 %		45 %	

So zeigt von den älteren Berliner Rieselfeldern der relativ am billigsten erworbene Rieselbezirk Osdorf (Grunderwerb pro Hektar 1726 M. inkl. Aptierungskosten, auf die Gesamtfläche bezogen 4240 M.) in 20 Betriebsjahren 13mal ein Defizit, das im Jahre 1900 die Höhe von 1,87 %, im 20jährigen Durchschnitt 0,34 % des Anlagekapitales erreichte. Hingegen war das teuer erworbene Rieselgut Malchow (3080 bezw. 5188 M. pro Hektar) in der gleichen Zeitperiode nie passiv, und hat eine durchschnittliche Grundrente von 1,05 %, eine Maximalrente von 2,32 % abgeworfen. Das namentlich durch die hohen Aptierungskosten kostspielig gewordene Rieselgut Falkenberg (2510 bezw. 5167 M. pro Hektar) hat sogar mehrmals eine Grundrente von 3,15 % aufgewiesen.

In den nachstehenden Tabellen wurden die charakteristischen Zahlwerte für Anlage und Betrieb der größten städtischen Rieselgüter des Kontinentes einander gegenübergestellt. Da das Zahlenmaterial nicht durchweg offiziellen Berichten entnommen werden konnte, mögen sich im einzelnen wohl kleine Abweichungen von den wahren Werten ergeben. Bei den Kostenberechnungen ist durchweg eine 4 %ige Verzinsung aller Kapitalsaufwendungen, jedoch keinerlei Amortisation angenommen worden. Auch hierdurch sind Abweichungen von den offiziellen Angaben bedingt, da vielfach ein anderer Zinsfuß und die verschiedensten Amortisationssätze eingestellt erscheint. Die zweite Tabelle berücksichtigt auch die Kosten der Wasserförderung nach dem Rieselfeld. Diese Ausgabepost wird zwar vielfach auf das Konto der Kanalisation gebucht, da dieselbe ja mit den Kosten des Reinigungsbetriebes nicht unmittelbar verquickt ist. Doch erscheint es nicht unwichtig,

bei vergleichenden Kostenberechnungen auch diese Ausgabepost mit in den Kalkul einzubeziehen. Inwieweit die Wasserförderkosten den Betrieb beeinflussen können, zeigt sich am besten bei den Pariser Rieselfeldern. Daselbst betragen die in der Tabelle nicht detaillierten reinen Betriebskosten der Wasserförderung für den der Stadt zunächst gelegenen Rieselbezirk Gennevilliers nur 162 Frs., für den Parc agricole d'Achéres 618 Frs. und für den erst unter 3maliger Wasserhebung erreichbaren Bezirk Méry-Pierrelaye gar 927 Frs. pro Hektar und Jahr.

(Siehe die Tabelle auf S. 546 und 547.)

Während von seiten der Abwässerreinigungstechniker gewöhnlich nur die pro Kopf bezw. pro 1 m^3 Abwasser entfallenden Kosten angeführt werden, erscheint es für den Landwirt und Kulturingenieur von besonderer Wichtigkeit, alle Aufwendungen auf die Flächeneinheit des Landes zu beziehen. Denn nur auf diesem Wege vermag man sich ein Bild darüber zu beschaffen, ob und in welchem Umfange sich die Kosten des Reinigungsverfahrens durch geeignete Kulturmaßnahmen noch weiter herabsetzen ließen. Denn wenn auch, wie schon wiederholt hervorgehoben, auf den städtischen Rieselgütern der Reinigungserfolg immer in erster Linie anzustreben ist, so bilden doch diese Anlagen eine so schwere Belastung des Stadtsäckels, daß eine Verminderung ihrer Betriebskosten dringend wünschenswert wäre.

In dieser Hinsicht zeigt sich, daß auf einzelnen Rieselfeldern die derzeit erreichten Betriebseinnahmen ganz unverhältnismäßig niedrige sind, während auf anderen durch die Anlagekosten kaum weniger belasteten Anlagen sogar ganz ansehnliche Einnahmen erzielt werden, welche zu der Hoffnung berechtigen, auch anderwärts in Zukunft bessere Betriebsergebnisse herbeizuführen.

Hierbei kommt insbesondere die Parzellenverpachtung für intensive Kulturen (Gemüse, Handelsgewächse) in Betracht. Denn während an Generalpacht zumeist nur etwa 50—75 K pro Hektar und Jahr erzielt werden (Breslau, Dortmund), werden von Parzellenpächtern Pachtschillinge von 270 K (Berlin) bis 350 K (Braunschweig) entrichtet.

In diesen hohen Pachteingängen scheint z. B. das vorerwähnte gute Wirtschaftsergebnis des Berliner Rieselgutes Malchow mit einem verpachteten Areale von 450 ha (d. i. 36 % der Gesamtfläche) begründet zu sein, während auf dem ertragsschwächsten Gute Osdorf nur 2 ha in Pacht gegeben sind. Allerdings bringt eine Parzellenverpachtung stets den Nachteil mit sich, daß die Pächter einen schonenderen Rieselbetrieb verlangen, der natürlich auch hier von den städtischen Organen gehandhabt werden muß. Es wird daher das Ausmaß der in Einzelpacht gegebenen Flächen selbst bei entsprechender Nachfrage nicht willkürlich gesteigert werden dürfen. Wenigstens scheinen in Paris, das bei einem Gesamtareale von 5300 ha Rieselland nur 1565 ha, d. i. 30 %, in Eigenbesitz hat (welche Fläche aber selbst wieder an Generalpächter vergeben ist), zeitweise schon bedeutende Schwierigkeiten in der Wasserunterbringung zu bestehen. Denn hier dient der städtische Besitz als Regulator zur Aufnahme jener Wässer, welche von den Besitzern des

(Fortsetzung des Textes auf S. 548.)

Anlage- und Betriebskosten der gröfseren städtischen Rieselfelder des Kontinentes.

Post-No.	Rieselfelder der Stadt: (Rechnungsjahr)	Berlin (1905)	Breslau (1905)	Braunschweig (1905)	Magdeburg (1905)	Dortmund (1903)	Freiburg i. B. (1897)	Paris (1905)
1	Einwohnerzahl	2 091 000	471 000	130 000	241 000	160 000	55 000	2 700 000
2	Gesamt-Abwasserquantum pro Jahr, m^3	97 890 000	24 345 000	5 250 000	10 600 000	11 100 000	5 660 000	209 200 000
3	Gesamtareale des Rieselfeldes in Hektar	15 737	1080	476	1120	789	300	5300
4	Areale der aptierten Fläche in Hektar	7525	955	400	540	510	242	5300
5	Prozentsatz der aptierten Fläche	48	88	84	48	65	80	100
6	Auf 1 ha aptierte Fläche entfallen: Einwohner	270	493	325	446	320	225	510
7	Auf 1 ha aptierte Fläche entfallen: m^3 Abwasser pro Jahr	12 610	25 500	14 125	19 630	18 500	23 400	37 200
8	Auf 1 ha aptierte Fläche entfallen: m^3 Abwasser pro Tag	34,6	70,0	38,0	53,5	50,7	60,0	102,0
9	Grunderwerbskosten: im ganzen	33 609 000	3 401 700	—	1 394 400	1 562 500	605 000	sub 33
10	Grunderwerbskosten: pro 1 ha der Gesamtfläche	2140	3075	—	1245	1980	2016	—
11	Aptierungskosten: im ganzen	20 614 000	2 407 300	—	1 000 000	1 700 000	855 000	—
12	Aptierungskosten: pro 1 ha der aptierten Fläche	2600	2520	—	1850	3330	3560	sub 33
13	Gesamt-Anlagekosten: im ganzen	54 223 000	5 809 000	2 708 000	2 394 400	3 262 500	1 460 000	—
14	Gesamt-Anlagekosten: pro 1 ha der berieselten Fläche	7200	6080	6770	4464	6400	6030	sub 33
15	Gesamt-Anlagekosten: pro Kopf	25,9	12,3	20,8	10,0	20,4	23,0	—
16	Gesamt-Anlagekosten: pro 1 m^3 Tagesleistung	206	87	188	82,5	107	97	—
17	Betriebseinnahmen: im ganzen	3 416 300	88 000	150 100	205 155	50 500	136 500	66 900
18	Betriebseinnahmen: pro 1 ha der Gesamtfläche	217,0	82,0	315,0	183,0	64,0	455,0	—
19	Betriebsausgaben: im ganzen	3 517 300	20 500	134 700	158 380	55 700	119 500	430 200
20	Betriebsausgaben: pro 1 ha der Gesamtfläche	223,4	19,5	283,0	142,0	70,6	398,5	—
21	Betriebsüberschuß (— -Defizit): im ganzen	— 101 000	67 500	15 400	46 775	— 5200	17 000	— 363 300
22	Betriebsüberschuß (— -Defizit): pro 1 ha der Gesamtfläche	— 6,4	62,5	32,0	41,0	— 6,5	56,5	— 68,5
23	Betriebsüberschuß (— -Defizit): pro Kopf	— 0,05	0,145	0,120	0,194	— 0,03	0,31	— 0,134

24	Zinsen des Anlagekapitals (4 %)	im ganzen	2 169 500	232 360	108 300	95 776	130 500	58 400	sub 37
25		pro 1 ha der Gesamtfläche	138,0	215,0	227,0	85,5	171,0	195,0	—
26		pro 1 ha der berieselten Fläche	288,0	243,0	271,0	177,3	256,0	241,0	—
27		pro Kopf	1,04	0,50	0,83	0,40	0,82	0,92	—
28	Kosten des Reinigungsbetriebes	im ganzen	2 270 000	164 860	92 900	49 000	135 700	41 400	sub 47
29		pro 1 ha der Gesamtfläche	144,0	153,0	195	43,7	172,0	138,0	—
30		pro 1 ha der berieselten Fläche	301,0	173,0	239	90,0	266,0	171,0	—
31		pro Kopf	1,09	0,35	0,71	0,20	0,85	0,75	—
32		pro 1 m³ Abwasser	0,022	0,0068	0,016	0,0046	0,015	0,0073	—
33	Anlagekosten der Pumpstation und der Zuleitung	im ganzen	30 760 000	2 314 500	1 265 000	2 000 000	630 000	43 000	50 000 000
34		pro 1 ha der berieselten Fläche	4090	2425	3163	3700	797	178,0	9455
35		pro Kopf	14,7	4,9	9,7	8,3	3,9	0,8	18,5
36		pro 1 m³ Tagesleistung	115,0	35,0	88,0	69,0	21,0	2,9	88,0
37	Zinsen des Anlagekapitals (4 %)	im ganzen	1 230 400	92 600	50 600	80 000	25 200	1720	2 000 000
38		pro 1 ha der berieselten Fläche	164	97,0	127,0	148,0	32,0	7,1	377
39		pro Kopf	0,59	0,20	0,39	0,33	0,16	0,03	0,74
40	Jährliche Betriebskosten der Pumpstation	im ganzen	839 000	46 350	33 100	70 000	—	—	3 075 400
41		pro 1 ha der berieselten Fläche	112,0	48,5	110,0	130,0	—	—	580
42		pro Kopf	0,40	0,10	0,25	0,29	—	—	1,14
43	Jährliche Kosten der Wasserförderung inkl. Verzinsung	im ganzen	2 096 400	139 000	83 700	150 000	25 200	1720	5 075 400
44		pro 1 ha der berieselten Fläche	276,0	145,0	209,0	278,0	32,0	7,1	957,0
45		pro Kopf	0,99	0,30	0,64	0,62	0,16	0,03	1,88
46		pro 1 m³ Abwasser	0,021	0,0057	0,014	0,014	0,003	0,0003	0,024
47	Gesamtkosten der Reinigung inkl. Wasserförderung	im ganzen	4 366 400	304 000	176 600	199 000	160 900	43 120	5 505 600
48		pro 1 ha der berieselten Fläche	577	318	441,5	368	298	178,1	1038
49		pro Kopf	2,08	0,65	1,35	0,83	1,01	0,78	2,04
50		pro 1 m³ Abwasser	0,043	0,013	0,030	0,0193	0,018	0,0076	0,026

Anmerkung. Die Kosten sind für die deutschen Anlagen in Mark, für Paris in Franks angegeben.

Privatlandes nicht übernommen werden. Daher entfallen auch auf die städtischen Ländereien im Jahresdurchschnitt rund 59 % des Gesamtabwasserquantums, und erscheinen dieselben sonach doppelt so stark belastet, als das Privatland. Am ungünstigsten stellen sich die Verhältnisse im Monat April, in dem die städtischen Besitzungen sogar 73 % des Zuflusses aufzunehmen haben, während sich in den Wintermonaten fast das normale Verhältnis (34 %) ergibt.

Im allgemeinen geht aus den vorstehenden Zusammenstellungen hervor, daß die Kosten der Abwasserreinigung auf Rieselfeldern noch nicht als feststehend anzusehen sind. Denn dieselben scheinen — obgleich sie in Anbetracht des erzielten Reinigungseffektes an sich nicht als allzuhoch gelten können — durch eine entsprechende Ausgestaltung dieser zumeist noch jungen und unter ganz eigenartigen Verhältnissen stehenden Betriebe noch einer weiteren Herabsetzung fähig.

III. Landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.

Der Umstand, daß es zumeist große und größte Städte waren, welche unter dem Zwange, ihre Abwässer unschädlich zu machen, sich zuerst an die Errichtung von Rieselfeldern heranwagen mußten, ist direkt als ein Hemmschuh in der Lösung des Problemes einer rationellen landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer zu bezeichnen. Denn die auf diesem Riesenunternehmen unter den schwierigsten äußeren Verhältnissen mit dem Landwirtschaftsbetriebe erzielten wenig aufmunternden finanziellen Ergebnisse haben nicht verfehlt, die weitesten Kreise mit Mißtrauen und Voreingenommenheit zu erfüllen. Findet man doch heute gerade unter den Landwirten die Ansicht vertreten, daß die städtischen Spüljauchen-Rieselanlagen als gewinnbringende Unternehmungen gedacht seien, während dieselben nach der derzeitigen Sachlage einzig darauf ausgehen, auf dem zur Zeit ihrer Gründung einzig offenstehenden Wege einen durchgreifenden Reinigungserfolg zu erzielen.

Sicherlich hätten auch diese Großbetriebe zu anderen, weit besseren wirtschaftlichen Endergebnissen geführt, wenn man bei ihrer Einrichtung über ein entsprechendes Maß unter einfacheren äußeren Bedingungen gewonnener Erfahrungen verfügt hätte, oder doch zumindest in der Lage gewesen wäre, diese Anlagen allmählich in organischer Weiterentwicklung auszubauen und auf ihren vollen Umfang anwachsen zu lassen. Ist es doch eine allenthalben zu beobachtende Erscheinung, daß sich so einschneidende Änderungen des Wirtschaftssystemes wie der Übergang vom extensiven Getreidebau zu Feldgemüsekultur und intensivem Futterbau auf von Natur aus keineswegs futterwüchsigem Boden sich nur nach und nach bewerkstelligen lassen, nicht aber mit dem Tage der vollen Inbetriebsetzung eines Zuleiters, der von diesem Momente an einen ununterbrochen fließenden Düngerstrom in ein Gelände sendet, dessen natürliche und wirtschaftliche Produktionsfaktoren früher eine vollkommen abweichende Bewirtschaftungsweise bedingten.

Alle diese Schwierigkeiten konnten und durften nicht geltend gemacht werden, solange einzig und allein die Landberieselung die Möglichkeit bot, Abwässer durchgreifend zu reinigen.

Denn gegenüber der Bedeutung der Reinhaltung der Wasserläufe für das Gemeinwohl mußten alle Bedenken weichen, welche sich auf die finanziellen Opfer für Anlage und Betrieb der Rieselfelder bezogen.

Heute verfügt man in den künstlichen biologischen Reinigungsverfahren über ein Hilfsmittel, das, abgesehen von seiner universellen Durchführbarkeit, auch dort, wo sich Rieselfelder als ökonomisch konkurrenzberechtigt oder sogar vorteilhafter erweisen sollten, mehr und mehr Anwendung zu finden verspricht. Denn die meisten Städte dürften Oxydationsanlagen mit ihrem weitaus einfacher zu handhabenden Betriebe den Rieselfeldern vorziehen, deren Leistungsfähigkeit rücksichtlich des Reinigungserfolges zwar theoretisch noch immer an erster Stelle steht, praktisch aber an ein weit höheres Maß von Sachkenntnis und Hingabe der Betriebsleitung geknüpft ist.

Diese Anschauungen herrschen nicht nur in England, das in Abwasserfragen wohl über die reichsten guten und bösen Erfahrungen verfügt. Sie scheinen auch auf dem Kontinente mehr und mehr Eingang zu finden. Wenigstens geben einige der hervorragendsten Autoritäten ihrer Skepsis hinsichtlich der Zukunft des Rieselbetriebes unverhohlen Ausdruck.[1])

Der historischen Entwicklung der Dinge ist es sonach zuzuschreiben, wenn mit den Bestrebungen zur landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer nicht nur technische Schwierigkeiten zu überwinden sind, sondern auch noch ein verloren gegangenes Vertrauen erst wieder neu erworben werden muß.

Soll eine landwirtschaftliche Abwasserverwertung möglich sein, so bedarf es vor allem der Befreiung von dem einen gewinnbringenden Landwirtschaftsbetrieb auf den städtischen Rieselgütern vereitelnden Zwange, dortselbst jederzeit übergroße Abwassermengen unterzubringen. Läßt sich derselbe lediglich auf die eine im Interesse des Gemeinwohles zu erhebende Forderung beschränken, den Verwertungsprozeß so zu handhaben, daß keinerlei sanitäre Mißstände geschaffen werden, so dürfte sich auch an vielen Orten die Gelegenheit zu einer wirtschaftlichen Ausnutzung der städtischen Effluvien ergeben. Allerdings darf man sich nicht verhehlen, daß sich nicht allenthalben die Abwasserreinigung durch Abwasserverwertung ersetzen lassen wird. Doch dürfte sich zu deren Vornahme künftighin um so öfter Gelegenheit ergeben,

---

[1]) So schließt Dunbar den mehrerwähnten „Leitfaden für die Abwässerreinigungsfrage" mit den Worten: „Ich bin überzeugt, daß es sich für viele Städte billiger stellen wird, das Berieselungsverfahren aufzugeben und es durch das künstliche biologische Verfahren zu ersetzen. Es läßt sich ziemlich sicher voraussehen, daß die Dinge diesen Verlauf tatsächlich nehmen werden, sobald das Wachstum der Städte ein gewisses Maß überschritten hat. Ich bezweifle z. B. nicht, daß viele von uns es noch erleben werden, daß Berlin seine Rieselflächen für Bebauungszwecke verkauft und künstliche biologische Anlagen als Ersatz herstellt."

In ähnlichem Sinne äußert sich auch Calmette in dem ebenfalls schon zitierten Werke: „Recherches sur l'épuration des eaux d'égout", pag. 228.

je mehr mittlere und kleine Gemeinwesen sich zur Anlage von Vollkanalisationen entschließen.

Die verschiedenen Modalitäten, unter denen eine Abwässerverwertung an einzelnen Abwasserproduktionsgebieten durchführbar wird, soll noch zur besonderen Besprechung gelangen.

Bei der Abwasserverwertung beschränkt sich der Abwasserbezug lediglich auf jenes Quantum, das zur Düngung und Anfeuchtung unumgänglich notwendig erscheint, da ja jedes Mehr einen den Reinertrag schmälernden Kostenaufwand verursacht.

Dieses Quantum ist aber stets weit geringer als jenes, das selbst wenig geeignete Böden vollkommen zu reinigen vermögen. Es ist somit auch kein Grund zur Befürchtung vorhanden, daß bei dieser Art der Verwendung hygienisch bedenkliche Zustände geschaffen würden.

Mit Herabsetzung der pro Flächeneinheit Kulturlandes aufzubringenden Wassermenge werden aber auch die Aptierungs- und Verteilungskosten wesentlich geringer ausfallen als auf den städtischen Rieselfeldern. Dieselben werden sich dann nur innerhalb jener Grenzen bewegen, die heute schon von den aus öffentlichen Mitteln unterstützten Genossenschaften, ja selbst von einzelnen Grundbesitzern aus eigenem, für die Herstellung von Bewässerungsanlagen und den regelmäßigen Zukauf künstlicher Düngemittel eingehalten werden. Und diese Aufwendungen sind unter den derzeitigen Wirtschaftsverhältnissen keineswegs gering[1]) und dürften in Zukunft sogar noch wesentlich vermehrt werden können.

Gelegentlich der Besprechung der Rieselfelder, auf denen eine übermäßige Düngerzufuhr unvermeidlich ist, konnte ein näheres Eingehen auf den Nährstoffgehalt der Abwässer und das Nährstoffbedürfnis der Pflanzen unterbleiben. Hier muß auf diese Verhältnisse etwas näher eingegangen werden, doch kann angesichts der großen örtlichen und zeitlichen Schwankungen in der Zusammensetzung der Abwässer derzeit nur mit rohen Durchschnittswerten gerechnet werden.

Die pro Kopf und Jahr in den festen und flüssigen Abgängen der Menschen enthaltenen Mengen an wertvollen Pflanzennährstoffen können nach Heiden wie folgt veranschlagt werden:

Bestandteile:	Im Kot kg	Im Harn kg	Zusammen kg
Im natürlichen Zustande	48	438	486
Trockensubstanz	11	23	34
Hierin Stickstoff	0,8	4,4	5,2
Kali	0,27	0,81	1,08
Phosphorsäure	0,60	0,66	1,26

Sonach wären in 1 m³ Abwasser bei einem Wasserverbrauch von 100 l pro Kopf und Tag 0,140 kg Stickstoff, 0,03 kg Kali und 0,033 kg Phosphorsäure zu erwarten.

---

[1]) Heinemann, Anlage und Düngung von Wiesen und Grasfeldern im Sauerlande. Berlin, Verlag von Pass & Garleb.

Da aber einerseits nie sämtliche Auswurfstoffe in die Kanalwässer und andererseits auch noch andere flüssige und feste Stoffe zur Abschwemmung gelangen und eine Verdünnung durch Regen und Grundwässer etc. eintritt, zeigt das Kanalwasser zumeist eine abweichende Zusammensetzung. Der Stickstoffgehalt erfährt durch die in den Kanälen auftretenden Fäulnisvorgänge eine Herabsetzung, der Kaligehalt eine wesentliche Vermehrung (von den Seifen, Waschwässern u. dergl. herrührend). Bei generellen Veranschlagungen wird man allgemein für Abwässer normaler Konzentration (100 l pro Kopf und Tag) im Jahresdurchschnitt pro 1 m³ einen Gehalt von 80—100 gm Stickstoff, 60—75 gm Kali und 20—25 gm Phosphorsäure in Rechnung stellen dürfen. Das Nährstoffverhältnis würde also etwa $N : K_2O : P_2O = 4 : 3 : 1$ betragen.

Nun ist aber der organische Stickstoff bezw. das Ammoniak der Pflanze nur in untergeordnetem Maße direkt zugänglich. Da aber während der Umformung stets bedeutende Stickstoffverluste auftreten, wird man auch nicht den ganzen Stickstoffgehalt der Abwässer als nutzbar betrachten dürfen. Die in der Versuchsstation zu Lawrence für intermittierend betriebene Sandfilter aufgestellten Stickstoffbilanzen ergeben, daß bis zu 20 % in den Filtern in schwer zersetzbarer Form zurückgehalten wurden und ein gleicher Betrag in Form von freiem Stickstoff entbunden wurde. Dies würde also Verluste von 40 % ergeben. Die von Gerlach[1]) mit den Wasserfäkalien der Stadt Posen angestellten Düngungsversuche haben ergeben, daß sogar nur 45—58 %, im Mittel 47 % des zugeführten Stickstoffs von den Pflanzen aufgenommen wurden. Man wird also auch nie obige Verhältniszahlen, sondern nur das reduzierte Nährstoffverhältnis von $N : K_2O : P_2O_5 = 2 : 3 : 1$ in Rechnung stellen dürfen.

Der Nährstoffbedarf der Kulturpflanzen ist in der nachstehenden Tabelle angeführt:

Nährstoffentnahme durch eine mittlere Ernte in kg pro Hektar[2])				Das erforderliche Quantum N ist enthalten in m³ Abwasser (bei 50 % Ausnutzung)				Das Abwasserquantum wird erzeugt von Personen
Fruchtgattung	N	K_2O	P_2O_5	Wasserverbrauch pro Kopf u. Tag				
				25 l	50 l	100 l	200 l	
Zerealien	56	70	30	180	360	720	1440	20
Leguminosen	110	58	25	375	750	1500	3000	40
Hackfrüchte	101	204	44	350	700	1400	2800	36
Futterpflanzen	124	124	37	425	850	1700	3400	45
Verhältniszahlen im Mittel (ohne Leguminosen)	10 :	14,2 :	3,6	—	—	—	—	—

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß bei Berücksichtigung der unvermeidlichen Stickstoffverluste die Nährstoffzusammensetzung der Abwässer bei weitem nicht so ungünstig ist, als vielfach angenommen wird, und daß sich dieselbe, wenn ein vollständiger Rückersatz des Stickstoffs an-

[1]) Gerlach, Mitteilungen der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft. Berlin 1903, Stück 2.

[2]) Nach O. Raitmair in Hitschmanns Vademecum für den Landwirt, 11. Auflage, Wien 1906.

gestrebt wird, durch künstliche Beidüngung mit Kali zumeist leicht entsprechend regulieren läßt. Der Phosphorsäurebedarf würde hierbei ohnehin stets voll gedeckt. Zumeist wird auch eine künstliche Kalkzufuhr vorgenommen werden müssen.

In der Tabelle wurden auch die zum vollen Stickstoffrückersatz erforderlichen Wassermengen bei verschiedenen Abwasserkonzentrationsgraden (unter Annahme einer gleichbleibenden relativen Zusammensetzung) berechnet. In der letzten Spalte der Tabelle wurde auch die Bewohnerzahl, welche die angegebenen Abwassermengen im Laufe eines Jahres produziert, angegeben. Praktisch ist diese Zahl allerdings insofern ziemlich bedeutungslos, als eben bei der Abwasserverwertung ein kontinuierlicher Abwasserbezug undurchführbar ist. Hier wird also zeitweise mit einer höheren Kopfzahl zu rechnen sein. Dies bedingt zwar selbst wieder eine gewisse Nährstoffvergeudung, doch bleibt dieselbe auch dann noch weit zurück hinter jener auf städtischen Rieselfeldern, mit der 10—20fachen Kopfzahl pro Hektar nutzbarer Fläche.

Weiter ist zu bemerken, daß Leguminosen und Futtergemische, denen ja auch der freie Stickstoff der Atmosphäre zugänglich ist, zur Volldüngung geringere Abwassermengen benötigen; doch wird man gerade bei diesen Kulturgattungen nicht nur die angegebenen mittleren, sondern Maximalernten anstreben und daher auch der Flächeneinheit Landes mehr Nährstoffe zuzuführen haben.

Im allgemeinen zeigt sich, daß die zum vollen Rückersatz erforderlichen Wassermengen selbst bei Abwässern normaler Konzentration nur etwa $^1/_{10}$ bis $^1/_7$ der Zuflüsse zu den am schwächsten beanspruchten städtischen Rieselfeldern (Berlin) betragen. Dieselben erreichen für Zerealien nur 10—12 %, für Futterpflanzen ca. 26—28 % einer mittleren Jahresregenhöhe von 600 bis 650 mm, bleiben also auch in der Größenordnung der Schwankungen der Regenergiebigkeit zwischen nassen und trockenen Jahren. Diese Mehrzufuhr an Wasser dürfte wohl selten als schädlich anzusehen sein, und wird sogar zumeist durch den gesteigerten Wasserbedarf einer üppigeren Vegetation wieder direkt in Anspruch genommen werden.

Hingegen würde auf durchlässigen, flachgründigen Böden und in Gegenden, die arm sind an sommerlichen Niederschlägen, mit der für Düngungszwecke hinreichenden Abwassermenge nicht auch schon der Wasserbedarf zur Anfeuchtung der stärker transpirierenden Leguminosen und Futterpflanzen bestritten werden.

Stehen genügende Mengen an Abwasser zur Verfügung, so werden diese Kulturgattungen wohl auch bei einer Mehrzufuhr von Dungstoffen keinen Schaden nehmen, vorausgesetzt, daß der Wässerbetrieb so gehandhabt wird, daß keine schädliche Konzentration der zugeführten Salze auftreten kann.

Wirtschaftlich erscheint es aber besser, in einem solchen Falle eine künstliche Verdünnung der Abwässer vorzunehmen. Nach den früher (Bd. I, S. 382) gemachten Angaben bewegen sich die unter den klimatischen Verhältnissen Mitteleuropas zur Anfeuchtung erforderlichen Wassermengen zwischen 3600 und 10000 m^3 pro Hektar und Vegetationsperiode. Es

würde sonach, wenn keine Nährstoffvergeudung auftreten soll, ein normales Abwasser auf das 2- bis 6fache zu verdünnen sein. Bei reichlicherer Wässerung kann naturgemäß noch eine weit höhere Verdünnung Platz greifen (1 : 15 bis 1 : 30).

Wie die vorstehenden Ausführungen zeigen, stellt sich die landwirtschaftliche Abwasserverwertung stets dar als die Verquickung eines Düngungsproblemes mit einem Bewässerungsproblem. Deshalb wird der Verwertungsprozeß den örtlichen Verhältnissen entsprechend die mannigfachsten Modifikationen zu erfahren haben.

Allgemein lassen sich 3 Haupttypen von Verwertungsmöglichkeiten unterscheiden, von denen eine jede derzeit schon durch praktisch erprobte Anlagen repräsentiert ist, nämlich:

I. Verwertung konzentrierter Abwässer zur Düngung nicht unbedingt bewässerungsbedürftiger Böden bezw. Kulturen (Eduardsfelde bei Posen,[1]) Osterode).[2])

II. Verwertung von Abwässern normaler Konzentration auf Böden, denen neben einer Düngung auch eine Wasserzufuhr zustatten kommt (Samländische Rieselfeldgenossenschaft bei Königsberg).[3])

III. Verwertung künstlich verdünnter Abwässer auf in erster Linie bewässerungsbedürftigen Böden (Hardtfeld-Bewässerung bei Mülhausen i. E., Wiesenwässerungen an der Vettabia bei Mailand)[4]) (Fig. 205 auf S. 534).

Hinsichtlich der Stellung der Abwasserverwertungsanlagen in ihrem Verhältnisse zu den Abwasserproduktionsgebieten und der örtlich notwendigen, mehr oder minder vollkommenen Abwasserreinigung lassen sich im allgemeinen wieder verschiedene Fälle unterscheiden.

Eine Abwasserverwertung kann Platz greifen:

1. an Orten, die angesichts besonders günstiger Vorflutverhältnisse eine Abwasserreinigung überhaupt als überflüssig erscheinen lassen;
2. zwecks Entlastung von Vorflutern, welche bei steigender Belastung mit ungereinigten Abwässern einen allmählichen Rückgang in ihrem Selbstreinigungsvermögen erkennen lassen;
3. im Anschlusse an Reinigungsanlagen, und zwar
   a) unter Verwendung der den örtlichen Verhältnissen des Vorfluters entsprechend gereinigten Abflüsse,

---

[1]) Stadtbauinspektor A. Wulsch, Die landwirtschaftliche Verwertung der städtischen Kanalwässer, nach dem Vorbilde von Eduardsfelde bei Posen. Posen 1903. W. Decker & Co.

[2]) Derselbe, Landwirtschaftliche Verwertung der städtischen Kanalwässer von Osterode, Gesundheit. XXXI. Jahrg., No. 9.

[3]) Prof. Dr. Danckwerts, Bildung einer Wassergenossenschaft zur landwirtschaftlichen Ausnutzung der Kanalisationswässer der Stadt Königsberg. Leipzig, Verlag von Leineweber. — Derselbe, Mitteilung auf dem VIII. internationalen landwirtschaftlichen Kongreß. Wien 1907.

[4]) Hofrat E. Markus, Die Bewässerungen mit verdünnten städtischen Abwässern bei Mailand. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Jahrg. 1902, No. 46. — A. Celli und A. Menozzi, La Depurazione agricola delle acque die fognatura di Milano. Modena 1902.

b) unter Verwendung der ungereinigten oder grob vorgereinigten Zuflüsse.

Daß man sich die (sub 1) gekennzeichneten Verhältnisse, welche die freieste Abwasserverwertungsmöglichkeit bieten, bisher nur wenig zunutze gemacht hat, mag wohl in erster Linie dem schon hervorgehobenen Mißtrauen gegen den wirtschaftlichen Erfolg derartiger Maßnahmen zuzuschreiben sein. Daß man in früherer Zeit die Sachlage anders beurteilte, zeigen die oft als die ältesten Rieselfelder genannten Craygentinny-Wiesen und -Felder bei Edinburgh, sowie die Wiesen unterhalb Bunzlau[1]) in Schlesien, wilde Berieselungen, denen hinsichtlich der Wasserverwendung und des zu gewährleistenden Reinigungserfolges nur wenig Beschränkungen auferlegt waren.

Sind andererseits Abwässer in Reinigungsanlagen bereits soweit unschädlich gemacht (3 a), daß dieselben unter den örtlichen Verhältnissen den Vorflutern unbedenklich übergeben werden könnten, so wird sich gegen deren zeitweilige landwirtschaftliche Verwertung wohl keinerlei Einwand erheben lassen. Daß derlei Abflüsse vorzügliche Eigenschaften zur düngenden Bewässerung besitzen, läßt sich namentlich an zahlreichen englischen Reinigungsanlagen konstatieren. Denn in diesem Lande besteht noch die behördliche Vorschrift, daß nicht nur die mechanisch oder chemisch-mechanisch vorgeklärten, sondern selbst die in künstlichen biologischen Anlagen verarbeiteten Abwässer einer Nachbehandlung auf Kulturland (zumeist Wiesen) unterworfen werden sollen. Viele dieser Rieselwiesen, welche zur vollkommenen Ausnutzung des Dungwertes allerdings viel zu klein bemessen sind, stammen aus einer Zeit, in der die Vorbehandlung nur in einer Klärung bestand. Damals hatten dieselben sogar den wesentlichsten Teil der Reinigungsarbeit zu vollbringen. Heute erhalten dieselben teils nur kleinere Abwassermengen, teils sogar ausschließlich biologisch vorbehandeltes Wasser zugeführt. Bei diesen geänderten Verhältnissen haben sich aus von Unkräutern überwucherten Morästen allmählich üppige Wiesen mit einer süßen Grasvegetation entwickelt, welche sich in Aussehen und Ertrag von den umliegenden Naturwiesen und Weiden auf das vorteilhafteste unterscheiden.

Auch in Deutschland hat man sich bereits an einzelnen Orten die Abflüsse von Oxydationsanlagen zur wilden Wiesenbewässerung nutzbar gemacht (Unna). In diesen Anlagen sind sicherlich die ersten Anfänge einer künftigen intensiveren Abwasserverwertung zu erblicken.

Scheinbar haben die Abwasserproduzenten keinerlei Interesse an den bisher genannten Verwertungsmöglichkeiten durch dritte Personen. Es bleibt aber stets zu beachten, daß in vielen Fällen sowohl Rohabwässer als gereinigte Abflüsse in längeren Leitungen den Vorflutern zugeführt werden müssen. Auch diese Objekte erfordern neben den Anlagekosten noch Betriebsaufwendungen für Entschlammung und Entkrautung. Letztere Ausgaben stehen

[1]) Die Bunzlauer Wiesen sind in den letzten Jahren der Verbauung zum Opfer gefallen, und mußten durch ein systematisch angelegtes und nun auf Reinigung betriebenes Rieselfeld ersetzt werden.

in direktem Verhältnis zu dem abgeleiteten Wasserquantum, und würden daher stets erheblich geringer werden, wenn mehr oder minder große Abwassermengen zeitweilig oder gar dauernd der landwirtschaftlichen Verwertung zugeführt werden könnten. So konnten z. B. die in dem 30 km langen Ableitungsgraben, der die Abwässer der Stadt Königsberg nach dem Frischen Haff befördert, angelegten Sedimentierbecken, denen anfänglich die Aufgabe zugedacht war, die untere mit geringem Gefälle versehene Grabenstrecke vor Verschlammung zu schützen, fast ganz außer Betrieb gesetzt werden, seitdem der größte Teil der Abwässer von der samländischen Rieselfeldgenossenschaft abgenommen wird. Aber selbst die Ableitung gut gereinigter Abwässer kann insofern noch besondere Auslagen verursachen, als dieselben zufolge ihres hohen Nährstoffgehaltes in wasserarmen Gräben und Vorflutern das Emporkommen einer üppigen Flora zur Folge haben, die nicht nur Abflußerschwernisse darbietet, sondern geradezu zu einer sekundären Wasserverunreinigung Anlaß geben kann, wenn namentlich die in solchen Wässern wuchernden Pilze (Leptomitus), die grünen Algen und das besonders massenhaft auftretende tierische Plankton zum Absterben gelangen. So mußte beispielsweise auf einzelnen der Berliner Rieselgüter eine neuerliche Verrieselung von Drainwässern einzig aus dem Grunde eingeführt werden, um eine weitere Verminderung des Nährstoffgehaltes der im übrigen gut gereinigten Abflüsse zu erzielen, und hierdurch die sekundäre Verpestung wasserarmer Vorfluter zu bekämpfen.

Sonach haben auch in den (sub 1 und 3 a) angeführten Fällen die Abwasserproduzenten ein direktes Interesse an einer landwirtschaftlichen Weiterverwertung der Abflüsse, indem dieselbe nicht nur keine Ausgaben erfordert, sondern sogar Ersparnisse erzielen läßt, und die Perspektive eröffnet, in Zukunft einen wenn auch nur bescheidenen Wasserzins einheben zu können.

Bezüglich der Entlastung in ihrem Selbstreinigungsvermögen bedrohter Vorfluter (2) braucht wohl nur darauf hingewiesen zu werden, daß Wasserläufe, welche unter der allmählich gesteigerten Abwasserzufuhr die ersten Anzeichen einer Verschmutzung erkennen lassen, vor weiterer Verschlechterung bewahrt werden können, wenn ihnen wenigstens zeitweise weniger Abwässer zugeführt werden. Da sich die nachteiligen Folgen der Flußverunreinigung gerade in der warmen Jahreszeit am stärksten geltend machen, in der auch die Möglichkeit der vollen landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer besteht, erscheint es keineswegs ausgeschlossen, daß durch eine zeitweise vollständige Entlastung vielerorts schon dem Eintreten schlimmerer Zustände erfolgreich begegnet werden kann. Denn die Erfahrung hat gezeigt, daß Gewässer, welche sich im vollen Besitze ihres Selbstreinigungsvermögens befinden, zeitweilig ganz bedeutende Mengen städtischer Abwässer aufnehmen können, ohne eine Schädigung zu erleiden.

In diesen Fällen liegt demnach auch die rechtzeitige Organisation von Abwasserverwertungsunternehmen direkt im Interesse der Abwasserproduzenten. Denn dann kann die Errichtung besonderer Reinigungsanlagen vielleicht noch Jahre hindurch aufgeschoben bleiben, event. sogar ganz entfallen.

Noch bedeutungsvoller erscheint die allmähliche Angliederung von Abwässerverwertungsanlagen mit Rohwasserabnahme an Reinigungsanlagen, von denen jede neben den Anlagekosten für eine bestimmte tägliche Maximalleistung auch noch Betriebsauslagen verursacht, welche in direktem Verhältnis zu dem gereinigten Wasserquantum stehen. Bei dem Sedimentations- und Faulbetriebe sind dies die Kosten der Schlammbeseitigung, bei dem biologischen Verfahren in erster Linie die im Verlaufe mehrerer Jahre wiederkehrenden Regenerierungskosten der Oxydationskörper. Während im ersten Falle bei Verminderung der zu klärenden Wassermenge auch der Schlammanfall verringert würde, was einer direkten Ersparnis gleichkäme, würde sich im zweiten Falle bei einer geringeren Beaufschlagung der Körper auch die Notwendigkeit zur Vornahme einer Regenerierung erst in verhältnismäßig längeren Zwischenpausen einstellen; diese beiden Momente kommen einer Verminderung der laufenden Ausgaben gleich. Auch auf den ohnehin mit Wasser und Dungstoffen stets überlasteten Rieselfeldern würde die Herabsetzung des Wasserquantums nicht nur eine Verminderung der Verteilungskosten, sondern auch eine Erleichterung des Wirtschaftsbetriebes und eine Steigerung der Erträge mit sich bringen. Endlich muß ja jede künstliche Reinigungsanlage mit der Notwendigkeit einer Erweiterung rechnen. Durch Angliederung von Verwertungsanlagen könnten also auch hier nicht nur die laufenden Betriebskosten vermindert werden, sondern auch die Notwendigkeit einer Vergrößerung der Anlage in die fernere Zukunft hinausgerückt bleiben. Bei Rieselfeldern hat man sich bisher schon vielfach bemüht, Abwässer an Private abzugeben. An die Druckrohre der Berliner Rieselgüter sind derzeit bereits ca. 350 ha Privatland angeschlossen. In Braunschweig wird von den angeschlossenen Privatgrundstücken ein Wasserzins von 20—40 M. pro Hektar und Jahr erhoben. Die weitere Steigerung der Wasserabgabe scheiterte bisher vielfach an dem sommerlichen Wassermangel. Diesem Übelstande dürfte aber durch Zumischung von Reinwasser zumeist leicht zu begegnen sein. Die auf den zum größten Teil in Privatbesitz befindlichen Pariser Rieselfeldern herrschenden Verhältnisse wurden bereits früher gestreift und sei hier nur nachgetragen, daß bei der Verpachtung von Privatland, dem die größtmögliche Freiheit in der Abwasserverwendung zugestanden wird, hier Pachtschillinge bis zu 500 Fr. pro Hektar und Jahr gezahlt werden, während die städtischen Domänen von ihren zur unbedingten Abnahme jedes Wasserquantums verpflichteten Pächtern im Höchstfalle 60 Fr. pro Hektar, also nur 12 % erzielen.

Derzeit ist es allerdings noch unmöglich, die richtigen Größenverhältnisse zwischen Reinigungsanlagen und Verwertungsanlagen abzuschätzen. Doch ist wohl anzunehmen, daß man diesbezüglich in der Praxis bald ebenso zur Kenntnis der möglichen und zulässigen Belastungsfaktoren gelangen würde, wie in dem nicht minder komplizierten Betriebe von Elektrizitätswerken für Licht und Kraftlieferung, deren ökonomische Dimensionierung und Betriebsführung auch erst auf Grundlage der praktischen Erfahrung möglich wurde. Die Anlagen zur landwirtschaftlichen Verwertung normaler und verdünnter städtischer Abwässer unterscheiden sich in bautechnischer

Hinsicht nicht von gewöhnlichen Bewässerungsanlagen, deren Ausgestaltung bereits im I. Bande dieses Handbuches eingehend behandelt wurde. Hingegen wäre es wohl kaum möglich, die geringen Wasserquantitäten, welche bei der Düngung mit konzentrierten Abwässern in Frage kommen, nach einer der dortselbst beschriebenen Methoden zur gleichmäßigen Verteilung zu bringen. Für derlei Zwecke kommt wohl in erster Linie das Spritzverfahren in Betracht, das derzeit in Eduardsfelde bei Posen sowie in Osterode und auf den Wiesen des Herrenkrugparkes bei Magdeburg seit längerer Zeit erfolgreich betrieben wird.

An diesen Orten werden die Abwässer (in Posen speziell die sogen. „Wasserfäkalien“, d. i. die aus den Spülabortgruben mit Wagen nach einem Sammelbehälter abgefahrene, überaus konzentrierte Flüssigkeit) dem zu düngenden Gelände in einer frostfrei verlegten Stammleitung durch ein Pumpwerk zugeführt. Diese Stammleitung ist in Abständen von etwa 300 m mit Anschlußstutzen versehen, an welche nach Bedarf verlegte „Feldleitungen“ angekuppelt werden. Letztere bestehen aus leichten schmiedeeisernen Flangenrohren mit Gummidichtung, deren Durchmesser nach Maßgabe des verfügbaren Überdruckes gewählt wird, mit Rücksicht auf die Manipulation jedoch nicht mehr als 80 mm betragen sollte und allmählich auf 70 und 60 mm Lichtweite abnehmen kann. Diese Feldleitungen können bis auf 1 km vorgestreckt werden, müssen aber zur Erleichterung des Betriebes mit einigen Schiebern versehen werden. Die Versprengung des Wassers erfolgt mit einem Hanfschlauch von 25—30 m Länge und 50 mm Lichtweite und einem angesetzten Strahlrohr mit 20—30 mm Mündungsweite. Ein Überdruck von 10 m genügt zur Erzeugung eines Strahles von 10—15 m Sprungweite bei etwa 5 sl. Ergiebigkeit. Zur Bedienung einer Feldleitung genügen 3 Mann und ist für die Zurückkuppelung und Neuverlegung der Leitung etwa $^1/_8$ der Arbeitszeit erforderlich. Bei einer 12stündigen Arbeitsdauer können somit reichlich 180 m^3 zur Versprengung gebracht werden.

Da bei dieser Art der Wasseraufbringung keinerlei Aptierungsarbeiten notwendig sind, reduzieren sich die Anlagekosten auf jene der Rohrleitungen und belaufen sich dieselben auf etwa 150—180 K pro Hektar. Die Betriebskosten sind allerdings ziemlich hohe und werden nach den Erfahrungen auf Eduardsfelde mit etwa 25—35 K pro Hektar und Jahr bei Aufbringung von 150—400 m^3 Abwasser angegeben. — Diese Art der Verteilung kann sonach ausschließlich bei konzentrierten Abwässern in Frage kommen, deren Dungwert die oben angegebenen Beträge übersteigt. Während in Eduardsfelde der Betrieb an Feiertagen und zur Nachtzeit überhaupt ruht, werden in Osterode zu diesen Zeiten die Zuflüsse auf ein kleines Rieselfeld geleitet.

IV. Reinigung der Abwässer der landwirtschaftlichen Industrieen.

Die städtischen Kanalwässer, sowie die ähnlich zusammengesetzten, aber weitaus konzentrierteren Abflüsse aus Schlachthäusern repräsentieren einen gemeinsamen Abwassertypus, dessen Schädlichkeit in erster Linie durch die Anwesenheit der fäulnisfähigen, hochmolekularen Stickstoffverbindungen bedingt ist. Da die in derlei Abwässern vor sich gehenden Zersetzungsprozesse

mit einer Ammoniakproduktion verbunden sind, weisen dieselben auch stets alkalische Reaktion auf.

Zu einem anderen Abwassertypus gehören die Abflüsse aus Zuckerfabriken, Brauereien und Hefefabriken, Brennereien, Molkereien und Stärkefabriken. Dieselben sind durch einen die Stickstoffverbindungen an Menge weit übertreffenden Gehalt an Kohlehydraten charakterisiert. Sich selbst überlassen, werden sich daher in derartigen Abwässern in erster Linie lebhafte Gärungserscheinungen einstellen, welche mit der Produktion von Buttersäure verbunden sind. Diese Verbindungen verleihen den anfänglich meist neutral reagierenden Wässern einen zunehmenden Gehalt an freier Säure, der nicht nur die Tätigkeit der gegen Säuren empfindlichen eiweißspaltenden Organismen hemmt, sondern auch die Gärungsprozesse selbst zum Stillstande bringt.

Bei Einleitung derartiger, unvollkommen vergorener Abflüsse in einen Vorfluter würden nach eingetretener Verdünnung und mehr oder minder vollständiger Neutralisation nicht nur die Gärungsprozesse ihren Fortgang nehmen, sondern auch die vorher gehemmten Fäulnisprozesse ausgelöst und hiermit unausbleibliche Mißstände geschaffen werden.

Von den genannten Abwasserkategorien sind die Roh-Zuckerfabriksabwässer nach Menge und Zusammensetzung die weitaus gefährlichsten.

Im Betriebe der Rübenzuckerfabrikation fallen selbst wieder zwei Arten von Abwässern auf, nämlich die Schwemm- und Waschwässer und die Diffusions- und Schnitzelpreßwässer. Erstere enthalten zumeist mineralische Verunreinigungen, welche etwa 8—10 % des verarbeiteten Rübenquantums betragen. Findet nur einmalige Verwendung dieser Wässer statt, so kann ihr Quantum zu etwa 0,6—1,0 m^3 pro Tonne Rüben gerechnet werden.

Für diese Abwässer genügt dann zumeist eine rein mechanische Klärung. Viele Zuckerfabriken sind aber genötigt, die Schwemmwässer wiederholt zu verwenden, wodurch dieselben auch eine allmähliche Anreicherung an organischen Substanzen erfahren, welche wenigstens zu Ende der Kampagne auch eine durchgreifende Reinigung dieser Abwässer erforderlich macht.

Weit reicher an organischen Fremdstoffen sind die Diffusions- und Preßwässer, deren Quantum mit 0,3—0,6 m^3 pro Tonne Rüben zu veranschlagen ist.

Diese Abwässer wurden früher mit Kalkmilch zu behandeln versucht. Aber auch hier konnte nur eine Entfernung der Schwebestoffe sowie eine vorübergehende Sterilisierung erzielt werden.

Eine gründliche Reinigung ließ sich hingegen nur durch intermittierende Filtration (vergl. das Beispiel auf S. 559) oder durch Landberieselung erreichen. Beide Verfahren waren aber nur in beschränktem Maße durchführbar, da gerade in der Umgebung der zumeist inmitten der Rübenbaudistrikte gelegenen Fabriken schwere Böden vorherrschen, welche die zur Vornahme der natürlichen biologischen Behandlung erforderlichen Grundbedingungen nur ausnahmsweise darboten. Außerdem fällt die Arbeits-

zeit der Rohzuckerfabriken auf den Spätherbst und die ersten Wintermonate, in denen auch die klimatischen Verhältnisse zur Abwickelung dieser Verfahren weniger günstig sind.

Über alle diese Schwierigkeiten helfen die künstlichen biologischen Verfahren vollkommen hinweg, welche sich in den letzten Jahren schon in einer Reihe von Anlagen bestens bewährt haben.[1])

Eine besondere Aufmerksamkeit gebührt hier der Vorbehandlung. Nachdem die Abwässer stets bedeutende Mengen von Pflanzenfasern mitführen, welche jeden Oxydationskörper ehestens verschlammen würden, müssen dieselben aufs sorgfältigste entfernt werden. Durch Sedimentation lassen sich derlei leichte Partikel kaum vollkommen ausscheiden, um so mehr als jeder längere Aufenthalt der Abwässer in der Vorreinigungsanlage möglichst abgekürzt werden muß, um das Auftreten der sauren Gärung einzuschränken, welche angesichts der hohen Temperatur, mit der die Abwässer aus dem Betriebe ausgestoßen werden, stets rasch einsetzt. Sonach bleibt nur eine Vorreinigung mit Hilfe feiner Siebe (Pülpenfänger) übrig.

Die biologische Nachreinigung wurde im Großbetrieb bisher zumeist in Füllkörpern vorgenommen. Angesichts der hohen Konzentration der Abwässer wird man stets zweistufige Anlagen anwenden und die Ruhepausen reichlich bemessen müssen.

Bezüglich der Kostenfrage sei bemerkt, daß die in Leopoldsdorf bei Wien seit 5 Jahren betriebene, für ein Tagesquantum von 1900 m^3 Abwasser eingerichtete Anlage rund 60000 K kostete. Die Betriebsausgaben beliefen sich pro Kampagne von 100 Tagen auf 660 K, dazu kommen noch die angesichts der hier eintretenden überaus hohen Beanspruchung auch ziemlich bedeutenden jährlichen Regenerierungskosten pro 3550 K. Trotzdem beträgt der Kostenaufwand für die Reinigung von 1 m^3 Abwasser nur 2,2 h.

Für die künstliche biologische Reinigung der den Zuckerfabriksabflüssen nahestehenden Abwasserkategorien gelten die gleichen Grundsätze.

Im nachstehenden[2]) folgt die Beschreibung einer von Hofrat Professor Friedrich im Jahre 1893 projektierten und seither mit bestem Erfolge betriebenen Reinigungsanlage für die Abwässer einer Zuckerraffinerie. Dieselbe erforderte einen Kostenaufwand von 6000 K. (Hierzu Taf. XXIII.)

Einleitung.

Die im Betriebe einer Zuckerraffinerie sich ergebenden Abfallwässer zerfallen in 2 Hauptgruppen:

a) In reine Abwässer.

Diese zumeist aus Kondensationswässern bestehenden, den größten Teil der Abwässer bildenden Mengen entbehren jedweder Reinigung und werden

[1]) Dunbar und Thumm, Beitrag zum derzeitigen Stande der Abwasserreinigungsfrage etc. München 1902. — Dr. J. Kaup, Die Reinigung der gefährlichen Abwässer einer Zuckerfabrik auf biologischem Wege. Österr.-Ungar. Zeitschrift f. Zuckerindustrie und Landwirtschaft, 1905, 5. Heft. — Calmette, Recherches etc. — Rolants, Epuration biologique des eaux residuaires de sucrerie; Revue d'Hygiéne. XXVI. (1904).

[2]) Gekürzter Wiederabdruck aus der I. Auflage dieses Handbuches.

mit behördlicher Bewilligung durch einen offenen Graben, welcher den Mühlgraben traversiert, direkt in den Wildfluß eingeführt.

b) Die unreinen Abwässer

gelangen nach 2 getrennten Gruppen zur Reinigung bezw. Unschädlichmachung:

1. die Abwässer von der Osmosierung der Melasse (Osmosewässer),
2. die Abwässer von der Knochenkohlebehandlung (Spodium-, Gär- und Waschwässer), ferner die aus der Reinigung der Fabriksräume etc. stammenden Schmutz- und Waschwässer.

1. Die Osmosewässer, welche wegen ihres relativ großen Gehaltes an gelösten, fäulnis- und gärungsfähigen Stoffen eine genügende Reinigung nur schwer erzielen lassen, werden in Vakuum-Apparaten eingedampft und in konzentriertem Zustande an Spiritusfabriken verkauft. Dieselben werden demnach vollständig aus dem Betriebe entfernt und beeinflussen in keinerlei Weise die Zusammensetzung der übrigen Abfallwässer.

2. Die Spodiumwässer von der Wiederbelebung der Knochenkohle (Spodium) enthalten zwar nur noch geringe Mengen an gelöster, fäulnis- und gärungsfähiger organischer Substanz, weil dieselbe durch den mehrtägigen Gärungs- resp. Fäulnisprozeß, welchen man die angesäuerte Knochenkohle vollständig durchmachen läßt, zum allergrößten Teile zerstört wurden; sie sind jedoch beladen mit Fäulnis- und Gärungsfermenten, sowie mit den gasförmigen Zersetzungsprodukten der vorangegangenen Gärung, nämlich Kohlensäure, Kohlenwasserstoffe, Schwefelwasserstoff etc., die den widerlichen Geruch, der ihnen stets anhaftet, bedingen. Dieselben erfordern daher eine gründliche Reinigung. Dieselbe kann auf natürlichem Wege durch eine Berieselung oder in noch kräftigerer und wirksamerer Weise durch eine intermittierende Erdbodenfiltration stattfinden.

Hydrotechnische Berechnungen.

α) Quantitäten der pro Tag zum Abflusse gelangenden Abwässer.

1. Reine Abwässer. Diese aus dem Einspritzwasser der Luftpumpen und dem Wasser für den Fabriksbetrieb bestehenden Quantitäten betragen zusammen pro 24 Stunden 20834 hl, dies gibt pro Sekunde $Q = 24$ **sl.**

2. Unreine Abwässer, bestehend aus den Spodiumwässern, zu 1170 hl, und den Schmutz- und Waschwässern, von der Reinigung der Fabriksräume herstammend, zu 30 hl, zusammen 1200 hl während 10 Stunden oder pro Sekunde $Q = 0{,}0033$ m^3 = **3,3 sl.**

β) Berechnung der Durchflußprofile.

1. Offener Graben für die reinen Abwässer. Für ein Gefälle $J = 2\,^0/_{00}$, $n = 0{,}03$ und $v = 0{,}235$ ist bei 0,80 m Sohlenbreite, 1,36 m Wasserspiegelbreite und 0,20 m Wassertiefe das $Q =$ **51 sl.**, während de facto nur 24 sl. zum Abflusse gelangen. Das projektierte Profil ist also überreichlich groß bemessen.

2. Gemauertes Gerinne für die unreinen Abwässer (rechteckiger Querschnitt 0,15/0,30 m). Bei einer Wassertiefe $t = 0{,}15$ ist $fl = 0{,}0225$ m^2

$u = 0{,}45$, $R = 0{,}05$, $\sqrt{R} = 0{,}22$; für Backsteine (Ziegel) ist $n = 0{,}015$ und für $J = 2\,^0/_{00}$ ist $c = 35$, $v = c\sqrt{RJ} = 0{,}35$ m, $Q =$ **8 sl.**, während de facto nur 3,3 sl. zum Abflusse gelangen. Das Profil ist hauptsächlich aus dem Grunde bedeutend größer projektiert, da an strengen Frosttagen etwas heißes Kondens wasser in den Kanal eingeleitet wird, um das Einfrieren zu verhindern.

γ) Filtrierfähigkeit des Erdbodens.

1. Geognostische Beschaffenheit des Untergrundes. Aus den Resultaten der an 10 Stellen abgeteuften Probelöcher und Probegruben war zu ersehen, daß unter einer 0,20—0,25 m starken Humusschichte eine ca. 1,20 m mächtige, magere, lehmige Erdschichte liegt, darauf eine 0,20—0,50 m starke lehmige Sandschichte und als Liegendes derselben eine ca. 2,0 m unter der Oberfläche befindliche, sehr durchlässige Schotterschichte folgt, die bis 3,5 m unter Terrain aufgeschlossen wurde. Der Grundwasserspiegel zeigte sich bei 2,97 m, also rund 3 m unter Terrain.

2. Versuche im Laboratorium. Die zur Filtration dienende, 1,20 m mächtige lehmige Erdschichte, welche auf dem ganzen Filterfelde eine gleiche Beschaffenheit aufweist, wurde auf ihre Wasserkapazität und Filtrierfähigkeit im Laboratorium genauen Untersuchungen unterzogen und ergaben sich nachstehende Resultate: 206 g lufttrockener Boden nahm 59 g Wasser bis zur vollständigen Sättigung auf; es besitzt also dieser Erdboden eine Wasserkapazität von **28,6 %**. Der mit Wasser vollständig gesättigte Boden vermochte bei 0,180 m Höhe der Bodenschichte und 0,080 m Höhe der darüberstehenden Wassersäule und bei einem innern lichten Durchmesser der Probierglasröhre von d = 14 mm binnen 2 Stunden 50 Minuten im ganzen 35 cm^3 Wasser zu filtrieren. Da die Fläche $Fl = 0{,}000154$ m^2 ist, so filtriert somit 1 m^2 dieses Bodens binnen 2 Stunden 50 Minuten = 170 Minuten $Q =$ **0,227 m^3** bei $h = 0{,}08$ m Überstauungshöhe.

3. Größe des Filterfeldes. Die Fläche des zur Reinigung der Abwässer zur Verfügung stehenden bezw. in Aussicht genommenen Filterfeldes beträgt $Fl =$ **1,2 ha.**

4. Dauer der Kampagne. Die Kampagne beginnt ungefähr Anfang Oktober und schließt Ende Mai, dauert somit ca. **243 Tage.**

5. Filtrierfähigkeit des projektierten Filterfeldes. Nehmen wir eine Überstauungshöhe von $h = 0{,}2$ m (gleich der mittleren Wassertiefe t_m) an, so wird das ganze 1,2 ha große Feld bei einem Zuflusse $Q = 120000$ l pro Tag (Zufluß während 10 Stunden) $\frac{12000 \text{ m}^2 . 0{,}2}{120 \text{ m}^3} =$ **20 Tage** ausreichen; also wird pro Tag eine Fläche von $\frac{12000 \text{ m}^2}{20} =$ **600 m^2** notwendig werden. Diesem täglichen Bedarfe entsprechend wurde die ganze Fläche in Staubassins von normal 30 m Länge und 20 m Breite = 600 m^2 Fläche eingeteilt (siehe Tafel XXIII). Die Versuchshöhe der Wassersäule betrug nur 0,08 m, während dieselbe in vorliegendem praktischen Falle 0,20 m beträgt. Es wird somit auch die Filtrierfähigkeit de facto eine größere werden. Sehen wir jedoch zur Sicherheit hiervon ab, so wird jedes Bassin von 600 m^2 (1 m^2 : 0,227 m^3 =

$= 600\ m^2 : x)\ x =$ **136,2 m³** Wasser binnen 170 Minuten oder rund binnen 3 Stunden filtrieren, während aus der Raffinerie im Laufe eines Tages (beziehungsweise eigentlich durch 10 Stunden) bloß $Q =$ **120 m³** ausfließen. (Es würde als eigentliche Filterfläche pro Tag $136\ m^3 : 600\ m^2 = 120\ m^3 : x$, also $x =$ **530 m²** resultieren.)

Da nach Abzug der für Fahrwege etc. von der in Verwendung stehenden Fläche eigentlich nur 9500 m² für die Filtration zur Verfügung stehen, so reichen die 17 Bassins mit zusammen 1864 m³ Inhalt (bei 0,20 m Wassertiefe) durch $\frac{9500\ m^2}{530\ m^2} = 18$ Tage aus. Es kommt also während der 243 Tage andauernden Kampagne jedes Bassin im Mittel $\frac{243}{18} = 13$ mal zur Benutzung, während durch 122 Tage oder 4 Monate das Feld als Reinigungsobjekt vollkommen unbenutzt bleibt. Wird jedoch noch berücksichtigt, daß das während 10 Stunden aufgeleitete Wasser während dieser Zeit auch schon durchfiltriert, so kommen

zu obigen	122 Tagen
noch $\frac{243}{2}$ Tage	= 122 Tage
hinzu; es resultieren also	244 Tage

oder **8 Monate** Zeitraum, innerhalb welchen die im Erdboden zurückgebliebenen Bestandteile der Abwässer der Reinigung und Umsetzung durch Oxydation ausgesetzt bleiben.

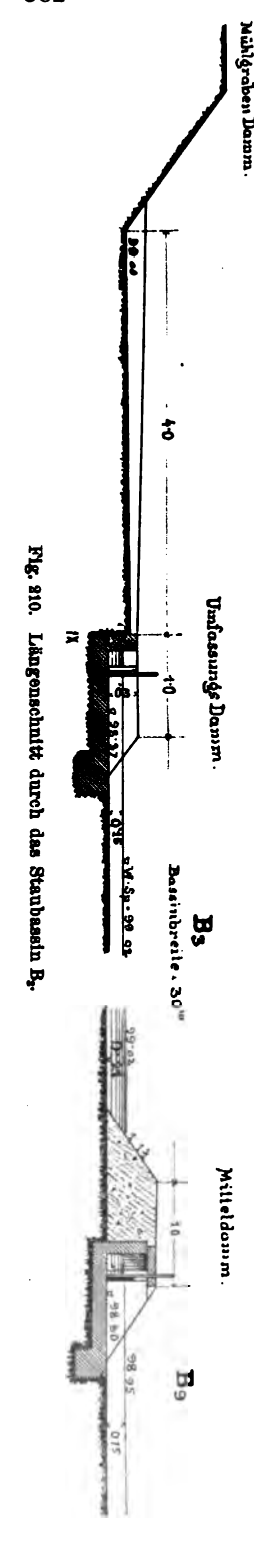


Fig. 210. Längenschnitt durch das Staubassin B_3.

Bauliche Durchführung.

α) Drainierung des Filterfeldes.

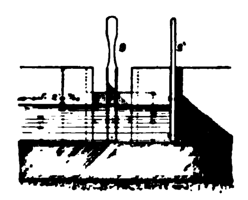
Die Drainageröhren wurden beiläufig in einer Tiefe gelegt, welche der Oberfläche der Schotterschichte entspricht. Die Anordnung des Drainagerohrnetzes und die bezüglichen Koten und Gefälle sind aus der Tafel XXIII zu ersehen. Die Saugdrains $d = 50$ mm sind 5 m voneinander und laut Querprofil *AJ* (Taf. XXIII) 1,15 m tief mit einem Gefälle $J = 2{,}9$—$10{,}0\ ^0/_{00}$ verlegt. Die obersten Enden sind mit einem Ventilationsrohrstrang $d = 80$ bis 50 mm und $J = 5\ ^0/_{00}$ verbunden, und in denselben 7 Ventilationsschläuche (Luftventile) L_{1-7} eingebaut. Der Sammeldrain mündet provisorisch bei *J* in eine Grube *G* ein, und wird nach Verschüttung derselben das Auslaufobjekt bis an die Flußuferböschung verlegt werden.

β) Staubassins.

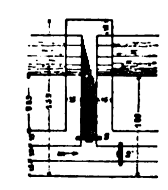
Aus Fig. 210 und Taf. XXIII ist die Konstruktion und das Ausmaß der Staubassins, aus Fig. 211 das Detail der kleinen Handstauschützen *s* und der Einlaufobjekte zu ersehen. Das ganze Feld wurde entsprechend planiert und wurden aus dem gewonnenen Material die Revierdämme hergestellt. Bei *A* wurde ein gemauertes Bassin hergestellt, welches den Zweck hat, einerseits die kleineren Unregelmäßigkeiten in der sekundlichen Abflußmenge auszugleichen, andererseits die Verteilung in die 2 Hauptverteilungsgräben *AH* und *AB* leicht zu vermitteln, und endlich etwaige größere Verunreinigungen zurückzuhalten. Aus dem gemauerten Hauptgraben *AH* zweigen außerdem noch die Parallelkanäle *CD*, *EF* und *HK* ab, welche ein rechteckiges Profil ($^{15}/_{30}$ cm) und 2 $^0/_{00}$ Gefälle besitzen.

γ) Hauptzuleitungsgerinne.

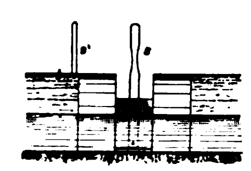
1. Für die unreinen Wässer. Dieser 0,15 m breite, 0,30 m tiefe, gemauerte Kanal ist zumeist gedeckt projektiert, nur an einzelnen Stellen offen — die Deckung erfolgt zumeist aus dem Grunde, um das Einfrieren bei Frost zu verhindern und ist an strengen Frosttagen überdies noch das



a Längenschnitt.



b Daraufsicht.



c Ansicht.

Fig. 211. Detail der Einlaufobjekte.

Vermischen dieser Abwässer mit einem kleinen Teile der warmen Kondenswässer in Aussicht genommen. Die Traversierung des Gerinnes über den Mühlgraben geschieht mittelst eines Blechaquäduktes.

2. Für reine Abwässer. Der bestehende offene Graben wurde entsprechend reguliert und läuft dieses Wasser durch die bestehende Eisenrohrleitung über den Mühlgraben, weiter durch den alten offenen Graben am rechten Ufer und ergießt sich in den Schwarzafluß. Diese Reinigungsanlage ist nunmehr 14 Jahre im Betrieb und funktioniert dieselbe nach den wiederholten Mitteilungen des Fabrikbesitzers anstandslos.

V. Die Selbstreinigung der Gewässer.

Die Erscheinung, daß mit Unratstoffen beladene Gewässer nach und nach auf natürlichem Wege wieder einen höheren Reinheitsgrad annehmen, wird als Selbstreinigung bezeichnet. Daß sich derlei Prozesse in sämtlichen Wasserläufen abspielen, ist wohl schon lange bekannt; hingegen wurden die am Zustandekommen dieses Phänomens beteiligten Agentien und ihr spezifisches Leistungsvermögen erst in der neuesten Zeit eingehender studiert. So kommt es, daß die Lehre von der Selbstreinigung der Gewässer zu verschiedenen Zeiten neben eifrigen Verfechtern stets auch heftige Gegner gefunden hat. Denn praktisch hat es sich vielfach gezeigt, daß die Gewässer

der Aufarbeitung der ihnen zugemuteten Mengen an Fremdstoffen nicht gewachsen waren. In diesen Fällen handelt es sich aber wohl nie — wenigstens insoweit es sich um mit organischen Fremdstoffen verunreinigte und vor Giftstoffen geschützte Wässer handelt — um ein vollständiges Versagen des Selbstreinigungsvermögens, sondern eben nur um eine Überlastung oder um den Mangel an der zur Wiederherstellung des anfänglichen Zustandes erforderlichen Zeit.

Die Erklärung der Erscheinungen der Selbstreinigung wurde vielfach in rein mechanischen, wie auch mechanisch-physikalischen und chemischen Prozessen gesucht. Neben der mechanischen Sedimentation, sowie der chemischen Säurebindung, von denen erstere aber selbst nur eine mittelbare Reinigung herbeizuführen vermag, dürften die genannten Kräftewirkungen (namentlich die direkte Oxydation, die keimtötende Wirkung des Lichtes u. dergl.) stets nur untergeordnete Effekte bedingen.

Von weit höherer Bedeutung erscheinen auch hier die sich in den Flußläufen abspielenden biologischen Prozesse.

Die Wirkungen derselben offenbarten sich mehr und mehr, seitdem man neben der früher fast ausschließlich vorgenommenen chemischen und bakteriologischen Wasserbegutachtung auch dem biologischen Gesamtbilde der Wasserläufe eine erhöhte Aufmerksamkeit zuzuwenden begann. Denn gerade bei den fließenden Gewässern konnte die Untersuchung von Einzelproben, die stets Zufälligkeiten ausgesetzt ist, kein so klares Bild darbieten als eine biologische Analyse, welche neben der gesamten Mikroflora und Mikrofauna auch den Bestand an höheren Lebewesen vollständig aufzeigt. Denn diese Organismenwelt spiegelt nicht nur den momentanen Zustand oder die Durchschnittsbeschaffenheit des Flußlaufes wieder, sondern sie trägt auch oft lange Zeit hindurch die Spuren einzelner Ereignisse, insbesondere gewaltsamer Eingriffe in das natürliche Regime des Gewässers.

Marsson und Kolkwitz[1]) haben wohl zuerst darauf aufmerksam gemacht, daß man den verschieden stark verschmutzten Zonen eines Wasserlaufes auch bestimmte „Leitorganismen“ zuordnen könne, welche sich selbst wieder zu spezifischen „Lebensgemeinschaften“ (Biocoenosen) vergesellschaften. Nach dem von diesen Organismen ertragenen, mehr oder minder hohen Verschmutzungsgrade unterscheiden die genannten Forscher einerseits Poly-, Meso- und Oligosaprobien, denen andererseits die ausschließlich in reinen Gewässern vorkommenden Katharobien gegenüberstehen.

Bezüglich der Zugehörigkeit der einzelnen Organismen zu diesen Kategorien muß auf die bereits angeführte Spezialliteratur verwiesen werden (S. 485).

Werden einem Vorfluter größere Mengen fäulnisfähiger, schon in vorgeschrittenem Zersetzungsstadium befindlicher Abwässer zugeführt, so wird sich nach erfolgter Durchmischung zuerst eine lebhafte Sauerstoffzehrung einstellen, welche sich insbesondere dort, wo sich Schlammanhäufungen bilden, am stärksten äußern wird. Es sind dies namentlich die der Strömung

[1]) Dr. R. Kolkwitz und Dr. M. Marsson, Grundsätze für die biologische Beurteilung des Wassers nach seiner Flora und Fauna. Mitteilungen der kgl. Prüfungsanstalt etc. I. Heft (1902).

entzogenen flachen, gut durchwärmten Uferbuchten und das Rückstaubereich von Stauanlagen. An solchen Orten spielen sich dann Erscheinungen ab, die jenen der Faulbecken ganz analog sind. Der geringe Sauerstoffvorrat des Wassers und der reduzierbaren Verbindungen wird hierbei vollkommen schwinden, und hiermit auch jegliches Leben höher organisierter Wesen vernichtet. Erst wenn die Anaeroben-Spaltungsprozesse so weit vorgeschritten sind, daß der aus der Atmosphäre auf dem Wege der Diffusion oder bei lebhafterer Wasserbewegung auch mechanisch zugeführte Sauerstoff der Menge nach den Verbrauch überwiegt, kann sich eine allmähliche Besserung des Zustandes einstellen. Dann werden neben den saprophytischen Schlammfressern und den ausschließlich auf organische Nahrung angewiesenen Abwasserpilzen nach und nach auch höhere Tier- und Pflanzenformen ihre Existenzbedingungen wiederfinden. Letztere bessern sich insbesondere vom Momente des Wiederauftretens der chlorophyllführenden Algen, deren assimilatorische Tätigkeit die Sauerstoffanreicherung wirksam unterstützt.

Die biologische Selbstreinigung spielt sich in Form einer Reihe von Lebenskreisläufen ab, bei denen stets ein Teil der organischen Substanz durch Veratmung und enzymatische Spaltung in Gasform übergeführt wird, während ein zweiter Teil als Leibessubstanz festgelegt, ein dritter in Mineralsubstanz umgesetzt wird. Daneben werden allerdings auch wieder Abfallprodukte gebildet.

Da die niedrigsten Organismen bei ihrer massenhaften Entwicklung mit dem naturgemäßen Abschluß ihres Lebens auch den Anlaß zu einer Selbstverunreinigung der Gewässer geben, ist es von höchster Wichtigkeit, daß sich stets passende Lebensgemeinschaften bilden und hierdurch die niedrigsten Organismengruppen noch vor ihrem Absterben von höheren Organismen verzehrt werden. Hierdurch werden wachsende Mengen organischer Substanz in einzelnen Individuen mit längerer Lebensdauer aufgespeichert und zeitweilig dem Stoffkreislaufe entzogen.

Gerade in dieser Richtung kommt einem geregelten Fischereibetriebe in den Gewässern eine von der Praxis noch lange nicht vollgewürdigte Bedeutung zu. Denn gerade jene Gewässer, deren Biocoenosen auch einen reichen Fischbestand aufweisen, vermögen bei entsprechender Pflege eine Reinigungsarbeit zu vollbringen, die jener der künstlichen Reinigungsanlagen ebenbürtig zur Seite steht.[1]) Aus diesem Grunde darf die wirtschaftliche Bedeutung der Fischerei auch nie einzig und allein nach den von ihr direkt produzierten Werten, die allerdings vielfach geringer sind als jene anderer Erwerbszweige, beurteilt werden.

Denn als ein unentbehrliches Glied in der aufsteigenden Entwicklung des organischen Lebens eines Gewässers besitzt gerade das Fischleben eine fundamentale Bedeutung für die dauernde Reinerhaltung der Wasserläufe.

[1]) Vergl. hierzu die Mitteilungen von Dr. Cronheim und Prof. Dr. Hofer auf dem XIV. internationalen Kongresse für Hygiene und Demographie. Berlin 1907.

Druckfehler, Ergänzungen, Bemerkungen, Nachträge etc.

I. Band, Seite 32: 10. Zeile von unten lies „Rückstauung“ statt Einstauung.

I. Band, Seite 32: 27. Zeile von unten lies „m“ statt mm.

I. Band, Seite 35: 5. und 7. Zeile von oben lies „m^3“ statt cbm.

I. Band, Seite 50: 11. Zeile von unten lies „Regenhöhen“ statt Regenmengen.

I. Band, Seite 60: 5. Zeile von oben lies „km^2“ statt qkm (im Kopf der Tabelle).

I. Band, Seite 410: 17. Zeile von unten lies „Sekunde“ statt Stunde.

II. Band, Seite 100: 16. Zeile von unten lies „4“ statt 6.

II. Band, Seite 100: 10. Zeile von oben lies „3“ statt 5.

II. Band, Seite 187: 4. Zeile von unten lies „abgeteufte“ statt abgestufte Probeschächte.

II. Band, Seite 324: 24. Zeile von unten lies „de Bear Valley“ statt de Beaz Valley.

II. Band, Seite 324: 20. Zeile von unten lies in der Kolumne: Preis pro m^3 aufgespeicherten Wassers „25000000“ statt 22000000.

II. Band, Seite 325: 24. Zeile von unten lies in der Kolumne: Preis pro m^3 aufgespeicherten Wassers „0,08 M. und 0,9 h“ statt 0,82 M. und 96,0 h.

II. Band, Seite 325: 22. Zeile von unten lies in der Kolumne: Preis pro m^3 aufgespeicherten Wassers „0,076 M. und 8,9 h“ statt 7,64 M. und 894,0 h.

II. Band, Seite 325: 20. Zeile von unten lies in der Kolumne: Preis pro m^3 aufgespeicherten Wassers „0,046 M. und 5,0 h“ statt 0,46 M. und 54,0 h.

II. Band, Seite 352: 16. Zeile von unten hat „4“ zu entfallen, da eine Unterabteilung der Vogesen-Stauweiher.

II. Band, Seite 386: 4. Zeile von oben lies „4000 acres = 1600 ha“ statt 4 Mill. ha.

II. Band, Seite 386: 5. Zeile von oben soll es heißen: zur Versorgung der National City bei der Stadt San Diego.

Bemerkungen.

II. Band, Seite 325: Die Kolumne „Preis pro m^3 aufgespeicherten Wassers“ bedeutet eigentlich die Baukosten pro m^3 Fassungsraum des Stauweihers. Mit Rücksicht auf die lange Bestandsdauer eines Stauweihers und seine meist alljährlich mehreremal erfolgte Füllung wird der Preis von 1 m^3 wirklich aufgespeicherten Wassers natürlich nur ein sehr niederer sein.

Nachträge zu ausgeführten Stauweiheranlagen.

II. Band, Seite 384: 14. Zeile von unten lies „ist“ statt wäre.

Bear Valley-Sperre: Nach den durch Dr. Fischer an Ort und Stelle gepflogenen Erhebungen beträgt die Kronenlänge genau 90 m. Ferner wurde demselben mitgeteilt, daß diese Sperre bereits wiederholt vom Wasser überströmt wurde (darunter einmal ca. 1 m hoch), ohne irgend Schaden genommen zu haben.

Der Stauinhalt beträgt de facto 48 Mill. m^3, die gesamten Baukosten 360000 K, mithin 1 m^3 Fassungsraum auf **0,75 h** zu stehen kommt.

Die Kubatur des Talsperrenmauerwerks beträgt 2530 m^3 und stellten sich die Kosten von **1 m^3** Talsperrenmauerwerk und aller Nebenarbeiten auf **142 K,** ohne dieselben also die reinen Mauerwerkskosten **115 K,** ein enormer, einzig dastehender Einheitspreis, der seine Begründung in den außerordentlich hohen Zufuhrkosten (110 km wegeloses Hochgebirge) zu dem gegen 2000 m hoch gelegenen Stauweiher hat.

II. Band, Seite 383: Sweet Water-Reservoir. Das Einzugsgebiet, welches vollständig kahl zwischen 60 m und 1500 m Seehöhe gelegen ist, beträgt **476 km^2.**

Der Gesamtinhalt der Staubecken beträgt nunmehr nach der Rekonstruktion **25 Mill. m^3,** die Gesamtbaukosten **1267200 K,** mithin 1 m^3 Fassungsraum sich auf rund **5 h** stellt.

Die Mauerkubatur beträgt 15680 m^3 und die Kosten von 1 m^3 Talsperrenmauerwerk **80 K.**

Die jährlichen Zuflußmengen schwanken zwischen 88 **Mill. m³** im Jahre 1895/96 (= 43 % der Jahresregenhöhe von 428 mm), und Null in den regenlosen Jahren 1900/1901, im 13jährigen Mittel **16½ Mill. m³**.

NB. Am 17. und 18. Januar 1895 floß das Wasser durch 40 Stunden über die Mauerkrone in einer Maximalhöhe von 0,56 m (gleichzeitige Regenhöhe 150 mm), trotzdem alle Entlastungsvorrichtungen offen standen. Es gelangten hierbei $Q = 500$ m³ pro Sekunde zum Abfluß. Das Überfallwehr wurde seither wesentlich erweitert.

In Deutschland wäre noch unter anderen als neue Sperre hervorzuheben: die Gothaer Talsperre bei Tambach (Thüringen); Baujahr 1902/1906, Höhe der Talsperre 27 m Stautiefe 22 m, Fassungsraum 775000 m³, Einzugsgebiet 21 km², gesamte Baukosten 1050000 K, Baukosten pro m³ Fassungsraum 137 h.

Staumauern in Beton. (Crystal-Springs-Sperre.)

Die Talsperre von San Mateo (nach einem im Stauraume gelegenen älteren Reservoir mit Erddamm auch Crystal-Springs-Sperre genannt) wurde in den Jahren 1888 bis 1889 von der Spring-Valley-Wasserwerksgesellschaft als Erweiterungsbau der Wasserversorgungsanlage der Stadt San Franzisko errichtet und war ursprünglich mit einer Höhe von 51,8 m bei 53,6 m Basisstärke und 7,5 m Kronenstärke projektiert. Dieselbe wurde jedoch nur bis zur Höhe von 44,5 m ausgeführt. Sie ist mit einem Krümmungsradius von 195 m angelegt und faßt derzeit 91000000 m³. Die Mauerkubatur beträgt 107000 m³. Die mittlere Jahresregenhöhe im Einzugsgebiete[1]) beträgt 880 mm, von der durchschnittlich nur 14,5 % zum Abfluß gelangen. (Hierin sind die Verluste im Reservoir selbst mit eingerechnet.)

Die Mauer wurde ganz in Stampfbeton aus einzelnen Blöcken von 150—200 m³, welche zahnförmig ineinander greifen, hergestellt. Hierbei wurden zuerst immer einzelne freistehende Blöcke in Schalungen eingestampft und nach erfolgter Erhärtung die Zwischenblöcke ausgeführt. Um einen guten Anschluß zu erzielen, wurden die erhärteten Flächen mit der Spitzhaue aufgerauht, mit Drahtbürste und Wasserstrahl gereinigt und mit Zementbrei überzogen. Durch die horizontale und vertikale Verzahnung, welche die Ausbildung durchlaufender Fugen ausschließen, wurde auch tatsächlich eine fast vollkommene Wasserdichtheit der Mauer erzielt.

Das Mischungsverhältnis des Betons betrug 1 Teil Portlandzement, 2 Teile Dünensand und 6½ Teile Steinschlag. Die Mischung erfolgte in maschinell angetriebenen Mischtrommeln.

Bei dem großen Erdbeben im Jahre 1906 soll die Mauer, obwohl dieselbe dem Zentrum des Erschütterungsgebietes ziemlich nahe stand, keinerlei Schaden erlitten haben.

Während die San Mateo-Sperre ein überaus kräftiges Profil besitzt, zeichnet sich die im südlichen Kalifornien in der Nähe von San Diego im oberen Otaytale gleichfalls ganz in Stampfbeton hergestellte Sperre durch ein sehr schwaches, einzig durch seine Bogenform standfähig erhaltenes Profil aus.

Die obere Otay-Sperre hat eine Höhe von 23,5 m, eine Basisstärke von 4,30 m und eine Kronenstärke von 1,22 m. Dieselbe ist auf der Wasserseite vertikal, auf der Luftseite mit treppenförmigen Absätzen mit etwa 0,6 m Vorsprung und einem Krümmungsradius von 107 m angelegt, hat somit bei einer Kronenlänge von rund 110 m einen Zentriwinkel von fast 60°. Mit dieser Sperre wird ein Wasserquantum von 3200000 m³ magaziniert.

Der verwendete Beton bestand aus 1 Teil Portlandzement, 3 Teilen Sand und 5 Teilen Steinschlag von 5—6 cm Durchmesser. Derselbe wurde in Schichten von 15 cm Stärke eingestampft und betrug die Bauzeit des ganzen Objektes nur 90 Tage. Zur Zeit der Besichtigung (durch Dr. Fischer im Jahre 1901) war das im Jahre 1900 errichtete Reservoir noch ganz leer, da die Jahre 1900 und 1901 einer außerordentlichen Trockenheitsperiode ange-

[1]) Die in der Literatur vielfach zu 14 engl. Quadratmeilen angegebene Fläche des Niederschlagsgebietes bezieht sich auf die alte Crystal-Springs-Sperre; jenes der neuen Sperre ist weitaus größer.

hörten. Doch soll sich auch diese Sperre in der Folgezeit als ziemlich wasserdicht erwiesen haben.

Eine ähnliche Konstruktion besitzt eine in der Nähe von Duluth (am Lake superiar) ausgeführte Staumauer, welche einen Teil des Abschlußwerkes für eine große Wasserkraftanlage bildet. Dieselbe besitzt bei 18 m Höhe 1,25 m Kronenstärke und ist bei 18 m Kronenlänge ein Grundriß mit einem Radius von 30 m angelegt.

Staumauern in armiertem Beton.

In den letzten Jahren wurden in Amerika mehrere Stauwehre von beträchtlicher Höhe (bis zu 10 m) in reiner Beton-Eisenkonstruktion ausgeführt (durch die Ambursen-Baugesellschaft, Boston), deren Bauart sich von der herkömmlichen in erster Linie dadurch unterscheidet, daß der Wehrkörper hohl angelegt ist. Derselbe hat dreieckigen Querschnitt, ruht auf der längsten Dreieckseite und hat einen wasserseitigen Anzug von ca. 1 : 1. Diese Querschnittsform, welche an sich ein Umkippen ausschließt, wird durch die hohe Wasserlast, welche mit dem Eigengewichte gleichsinnig wirkt, auch gegen eine Verschiebung vollkommen gesichert.

Diese Stauwehre bestehen aus einer armierten Grundplatte, welche gleichzeitig das Sturzbett bildet und deren Unterspülung durch entsprechend tief in den Untergrund eingreifende Herdmauern oder Betonspundwände verhindert wird. Auf dieser Platte erheben sich armierte Strebepfeiler, welche die als armierte Platten ausgeführten wasserseitigen und luftseitigen Eindeckungen tragen. Durch Öffnungen in der Grundplatte, welche mit dem inneren Hohlraume bezw. dem Unterwasser frei kommunizieren, wird auch ein Auftrieb unschädlich gemacht.

Trotz der geringen Wandstärken (25—50 cm) sollen nur ganz geringfügige Wasserausschwitzungen auftreten. Der Hohlraum des Wehrkörpers wurde teils als unterirdische Passage, teils sogar zur Aufstellung von Turbinen und Dynamos verwendet.

Auch in Deutschland wurde durch Ziegler und Schacht bei dem Projekt der Saalesperre zwischen Ziegenrück und Saalfeld die Eisenbetonkonstruktion in Aussicht genommen.

Nachdem dieser Bau jedoch noch nicht durchgeführt wurde, verfügen wir über keine diesbezüglichen praktischen Erfahrungen.

Auch die amerikanischen Eisenbetonsperren stehen noch zu kurze Zeit, um ein abschließendes Urteil über die Haltbarkeit solcher Konstruktionen überhaupt und für unsere klimatischen Verhältnisse im besonderen fällen zu können.

Hervorzuheben ist jedoch, daß bei den Beton- und Betoneisenkonstruktionen, namentlich bei Talsperren, ein ganz außerordentliches Augenmerk auf strengste Untersuchungen über die Volumbeständigkeit des Zementmateriales, die Reinheit des verwendeten Sandes und Schlägelschotters (Steinschlages) während des ganzen Baues gerichtet werden muß, was in Amerika der Fall sein soll.

Weiter ist zu betonen, daß man in Amerika weitaus sorgloser bei Errichtung dieser Betonsperren, rücksichtlich der mit einem eventuellen Bruche der Mauer verbundenen Gefahr sein kann, weil einzelne dieser Sperren in vollständig unbewohnten, sehr langen Tälern situiert sind, während in Europa nahezu immer mit jedem Ausschluß einer Katastrophe gerechnet werden muß. Auch soll die volle Verantwortung bezüglich der Haltbarkeit der Sperren in Amerika auf die Bauunternehmung übertragen werden.

Von meinem Standpunkte aus würde ich bei den bisherigen geringen Erfahrungsdaten über Verwendung des Betons (armiert und unarmiert) eine Verantwortung für höhere Talsperren derzeit nicht übernehmen, sondern für letztere immer noch die übliche Herstellungsweise in Bruchstein-Zyklopenmauerwerk anempfehlen.

Versuche über Wiesenbewässerungen

von Prof. Dr. Tacke.

Bei den auf Aueböden, Niederungsmoor- und Sandböden bisher durchgeführten Versuchen ergab die Berieselung erheblich günstigere Resultate, als die Staubewässerung, was insbesondere beim Sandboden auffällig hervortrat.

Auf Aueboden gab die Rieselwiese gegenüber der ungedüngten um 77 %, bei Niederungsmoor um 90 % mehr Heu ab. Dabei wurde bei den Rieselwiesen durchschnittlich 50—100 l pro Hektar und Sekunde, bei den Stauwiesen 200—400 sl. aufgebracht.

Die Ergebnisse dieser Bewässerungsversuche gehen dahin, daß:

1. Die Phosphorsäure (2—3 m/Ztr. pro Hektar) den Bewässerungseffekt ganz hervorragend steigert.
2. Die Wirkung der Kalidüngung auf kalireichen bewässerten Böden ist ganz belanglos; auf kaliarmen Böden ist bei Bewässerung nur eine schwache Kalizufuhr (etwa 2—3 m/Ztr. pro Hektar) angezeigt.
3. Kalk ist auf kalkreichen Böden nicht erforderlich; der kalkarme Heidesandboden verlangt bei Bewässerung etwa 40 m/Ztr. Mergel pro Hektar.
4. Voraussetzung für die erfolgreiche Bewässerung ist die Verbesserung der geringwertigen Vegetation durch Ansaat edler Wiesengräser.
5. Eine Schwankung des Wasserspiegels während der Vegetation von 0,45 m nach oben und 0,15 m nach unten ist ohne Einfluß.
6. Von einer Bodenanfeuchtung durch Einstauen des Wassers in Gräben ist ein Erfolg nur zu erwarten bei nicht zu breiten Beeten und möglichst hohem, nicht zu kurze Zeit andauerndem Anstau (Zentralblatt für Wasserbau und Wasserwirtschaft 1907, Heft 49).

Grundsätze für die Entwässerung von Moorböden.

Gelegentlich des VIII. internationalen landwirtschaftlichen Kongresses in Wien (1907) stellte der Leiter der Moorversuchsstation zu Bremen, Prof. Dr. Tacke, in seinem Referate nachstehend zu beachtende Grundsätze für die Entwässerung von Moorländereien auf:

1. Die Entwässerung des Moorbodens ist vorsichtig zu bewerkstelligen, da derselbe infolge seiner kolloïdalen Beschaffenheit große Mengen Wassers so fest bindet, daß sie den darauf wurzelnden Pflanzen nicht zugänglich sind, so daß bei verhältnismäßig sehr hohem Wassergehalt des Moorbodens ein Wassermangel für die darauf gebauten Pflanzen eintreten kann.
2. Die Entwässerung hat sich der Nutzungsart anzupassen und ist für Wiesen im allgemeinen schwächer als für Weiden, für diese letzteren wieder schwächer als für Ackerland zu wählen.
3. Die Bedeckung von an sich dafür geeigneten Mooren mit mineralischen Bodenarten (Sand, Lehm) gestattet und verlangt eine stärkere Senkung des Grundwasserspiegels, als auf nicht behandeltem, kahlem Moor. Nach den neueren Erfahrungen ist selbst bei außergewöhnlich starker Trockenlegung die Wirkung der Sandbedeckung für die Wiederherstellung günstiger Feuchtigkeitsverhältnisse im Moorboden wieder Erwarten stark.
4. Bei der Beurteilung des Entwässerungsbedürfnisses bislang unzureichend entwässerter Moorgebiete muß dem Umstand Beachtung geschenkt werden, daß nach Ablauf des im Boden angesammelten großen Wasserüberschusses und nach der Kultivierung der Moorflächen durchschnittlich nur verhältnismäßig geringe Wassermengen stetig abzuführen sind.
5. Die Gestaltung der unter der Wirkung der Entwässerungsvorrichtungen im Moorboden sich ausbildenden Grundwasserkurven wird in hohem Grade durch die Verdunstung, durch die Bodenoberfläche und Vegetation beeinflußt.
6. Die unterirdische Entwässerung (Drainage) in jeglicher Form leistet dort, wo sie technisch möglich ist, für die Entwässerung und Durchlüftung des Moorbodens mindestens dasselbe, wie die Entwässerung mittels offener Gräben. Die Verteilung des Wasservorrates in den entwässerten Schichten ist sogar bei unterirdischer Entwässerung günstiger, als bei der durch offene Gräben.

   Die Wirkung der Drainage tritt nach frostfreien Wintern auf Moorböden früher ein, als die offener Gräben.

Nachträge zur Literatur.

Kreuter, Landwirtschaftlicher Wasserbau, bearbeitet von Spöttle, Wey und Gerhardt. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 3. Teil: Der Wasserbau. 7. Band. Leipzig, W. Engelmann, 1907. 1. Lieferung.

Nachtrag zu den österr. Formen der Regenmesser. Siehe Jelinek, Anleitung zu den meteorologischen Beobachtungen. 5. Auflage, 1905; auch Iszkowsky, Selbstregistrierendes Ombrometer (Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau. I. Auflage, S. 680).

Nachtrag zu den hydrometrischen Flügeln. Anläßlich der Ausstellung in Mailand 1906 wurden auch die neuesten Ottschen Flügel des eidgenössischen hydrometrischen Bureaus in der Schweizerischen Bauzeitung, Bd. XLVIII, No. 13 u. 14 publiziert, welche in vielen Ländern eingeführt, sich in der Praxis gut bewähren und von A. Ott in Kempten (Bayern) zu beziehen sind.

Nachtrag zu „Hydraulische Widder". II. Bd., S. 113: „Automatischer Widderantreiber" der Firma Abt; siehe: Der Kulturtechniker. X. Jahrgang, 1907. Heft 4, S. 277.

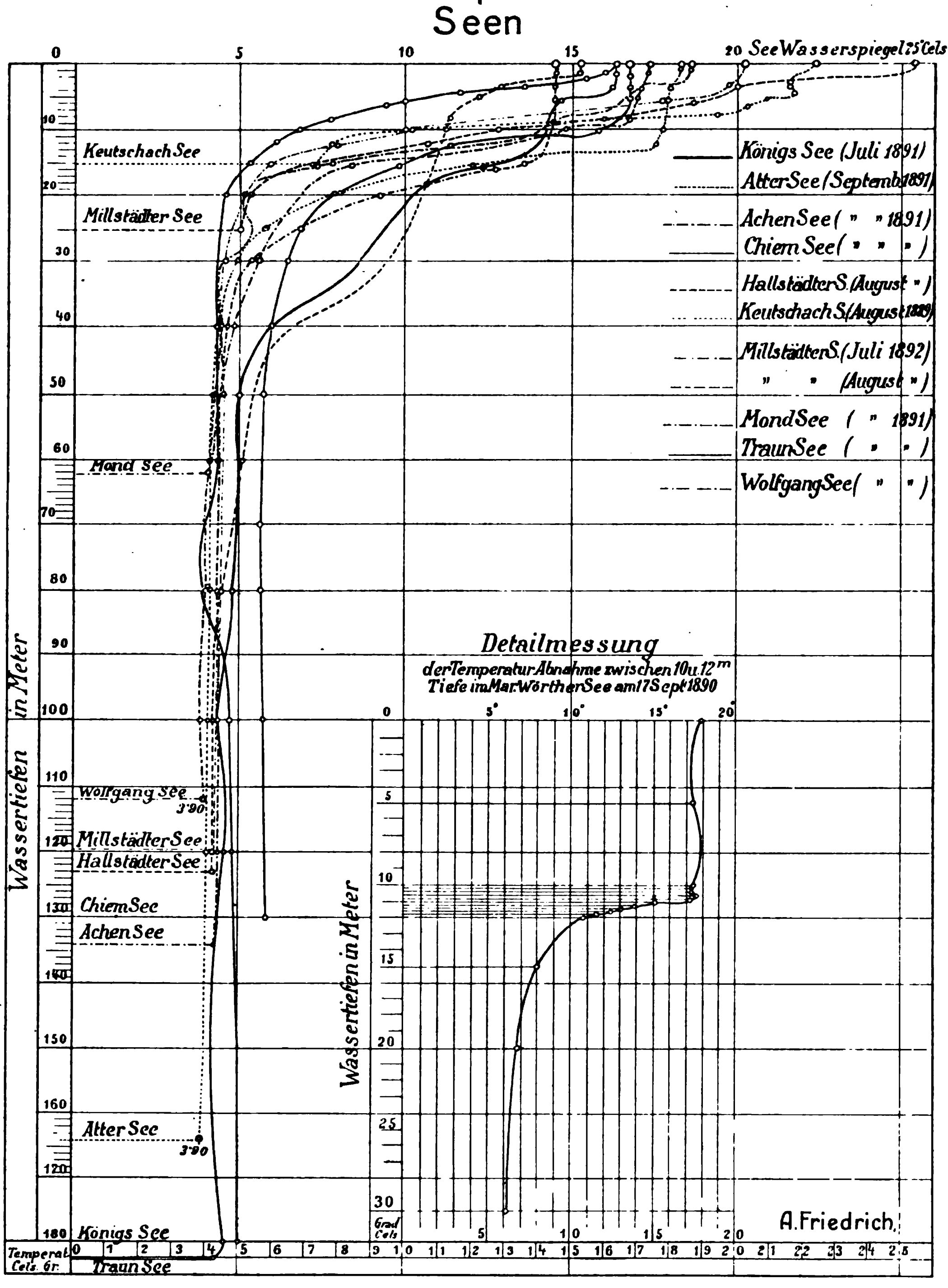
II. Band, Seite 328, 3. Zeile von unten: Siehe die nach Druckvollendung dieses Bandes erschienenen Separatabdrücke aus der Allgemeinen Bauzeitung. Heft 2 und 3. Wien 1907; E. Grohmann, Der Bau der Bystriczka-Talsperre im Betschwargebiete; Derselbe, Statische Untersuchung der Staumauer für das obere Weichselreservoir.

Über Berechnungen von Rohrleitungen mit großem Durchmesser siehe Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1907, No. 25, S. 457/461.

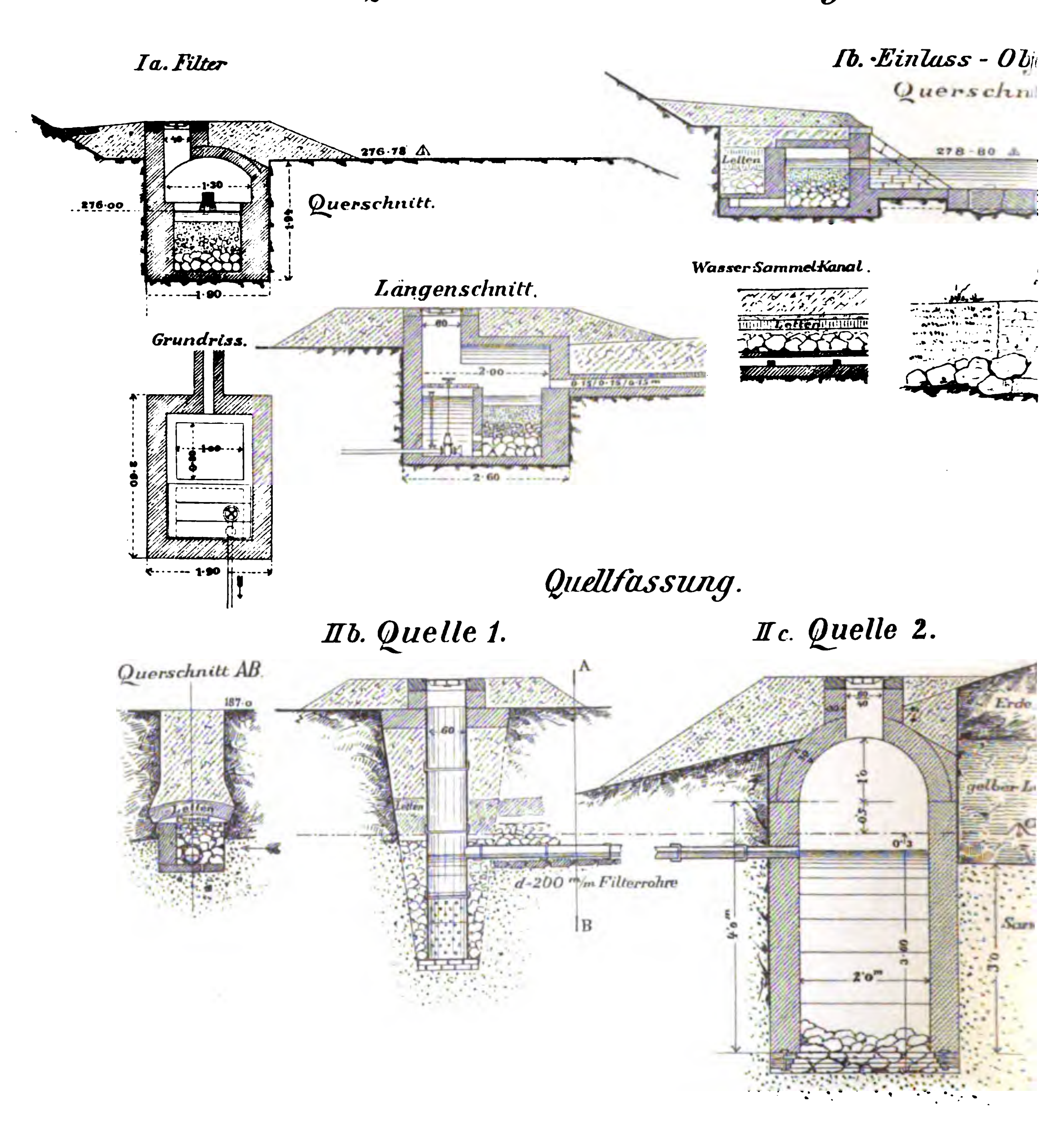
Über die Bewegung von Grundwasser siehe die Abhandlung von Dr. M. Paul nach dem Vortrage des Ingenieurs Pennink in Amsterdam (Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1907. Heft 28 und 29).

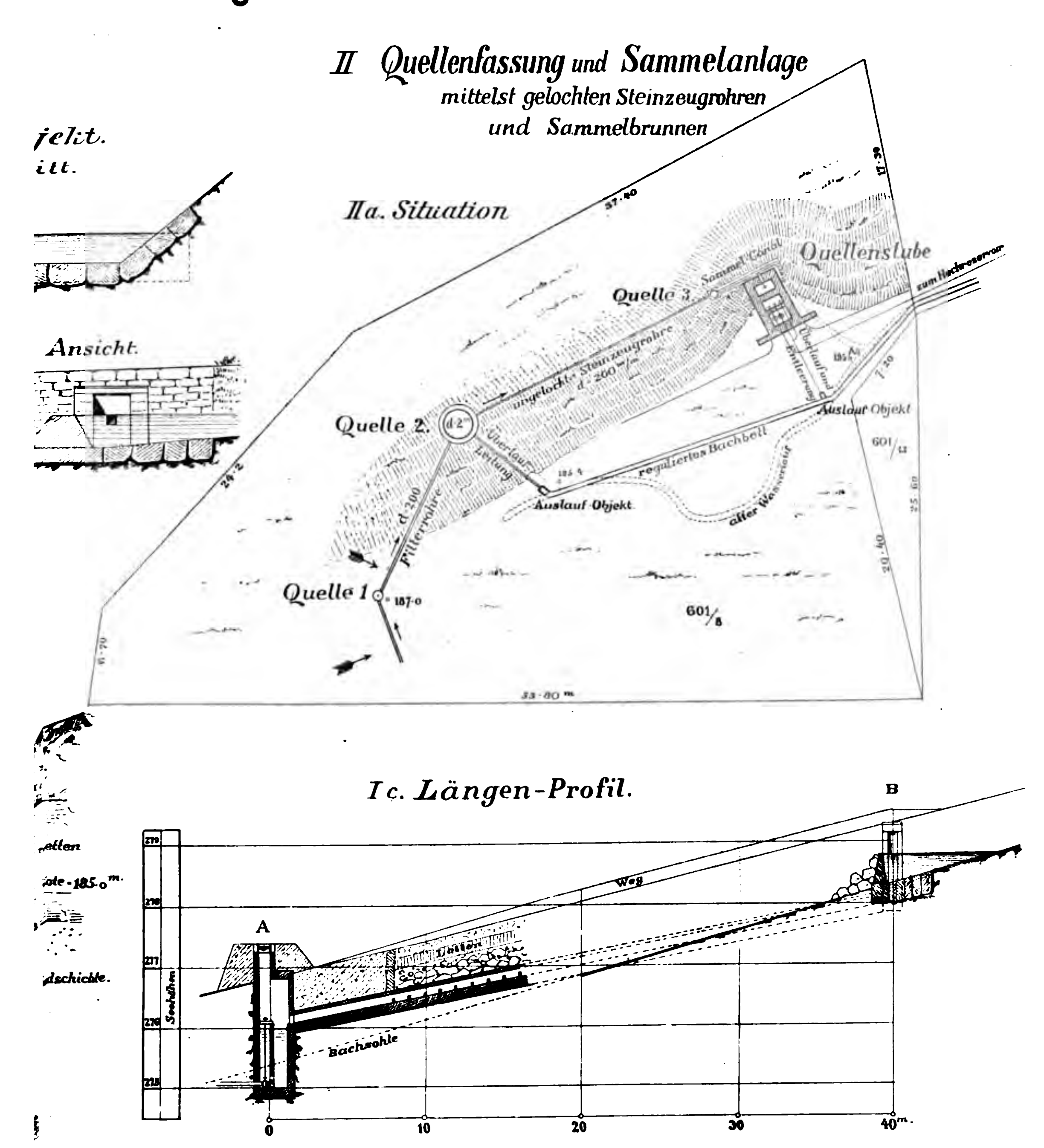
Druck von Fr. Stollberg, Merseburg.

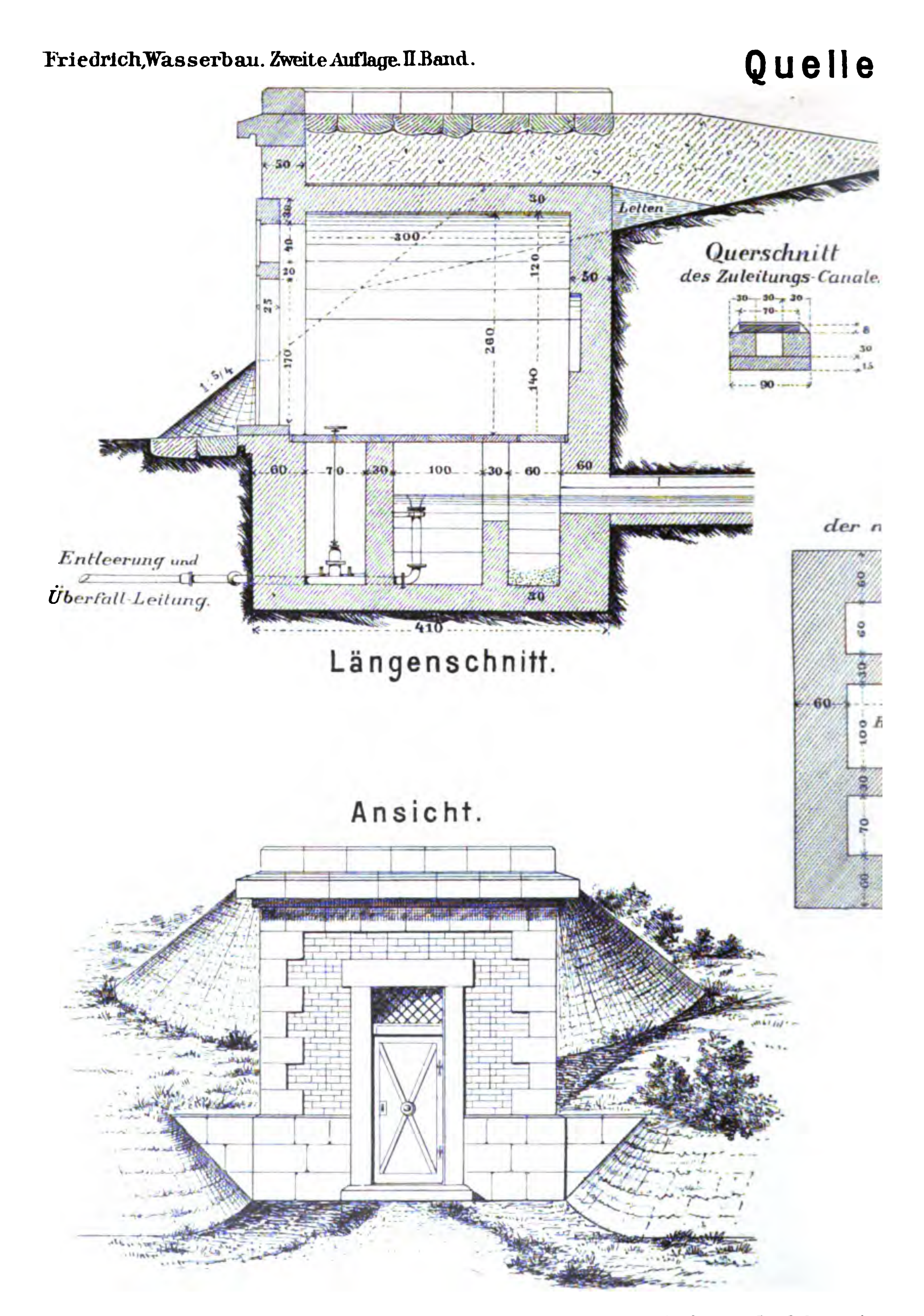
Graphikon
der Sommer-Wassertemperaturen verschiedener Seen

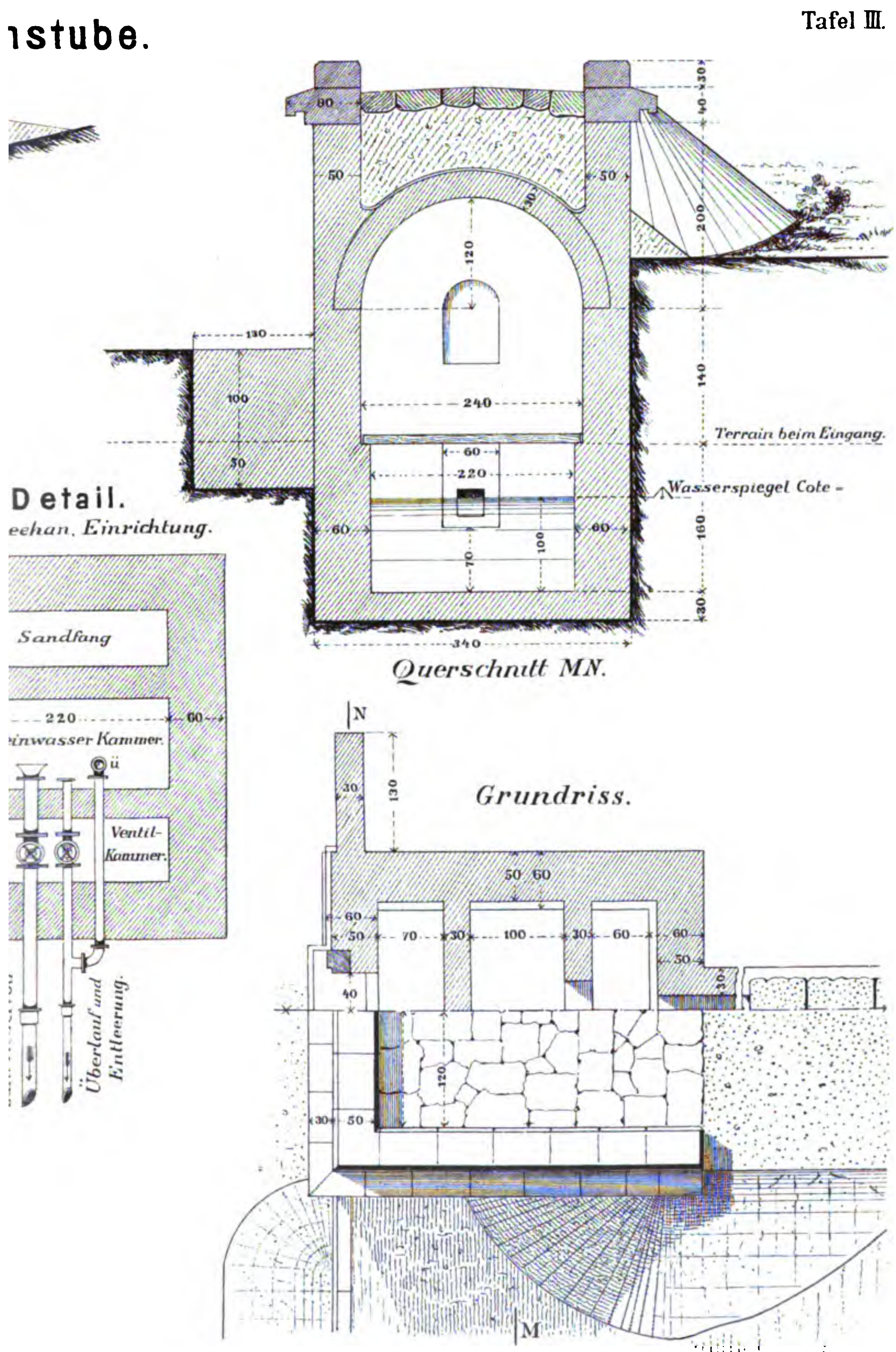


Wassersam


I. Quellbach-Wasser-Sammelanlage mit Filter
Ia. Filter
Querschnitt.
276·78
276·00
1·30
1·94
1·90
Grundriss.
Längenschnitt.
2·00
2·60
Ib. Einlass - Obj
Querschn
Letten
278·80
Wasser Sammel-Kanal.
Quellfassung.
IIb. Quelle 1.
IIc. Quelle 2.
Querschnitt AB.
187·0
Letten
A
B
d-200 m/m Filterrohre
Erde
gelber L
2·0m


II Quellenfassung und Sammelanlage
mittelst gelochten Steinzeugrohren
und Sammelbrunnen
IIa. Situation
Quelle 3
Quellenstube
Quelle 2.
Quelle 1
Auslauf Objekt
Auslauf Objekt
regulirtes Bachbett
alter Wasserlauf
ungelochte Steinzeugrohre
Filterrohre
Ansicht.
Ic. Längen-Profil.
A
B
Weg
Bachsohle
0
10
20
30
40m.


Friedrich, Wasserbau. Zweite Auflage. II. Band.
Quelle
Letten
Querschnitt
des Zuleitungs-Canale
Entleerung und
Überfall-Leitung.
Längenschnitt.
Ansicht.
Verlag von Paul Parey in



Daraufsicht.

erlin SW. Hedemannstr. 10.

Wasserschloss u. Grundw

Wasserschloss.

Fig. 1. Vorderansicht. *Fig. 2. Seitenansicht.*

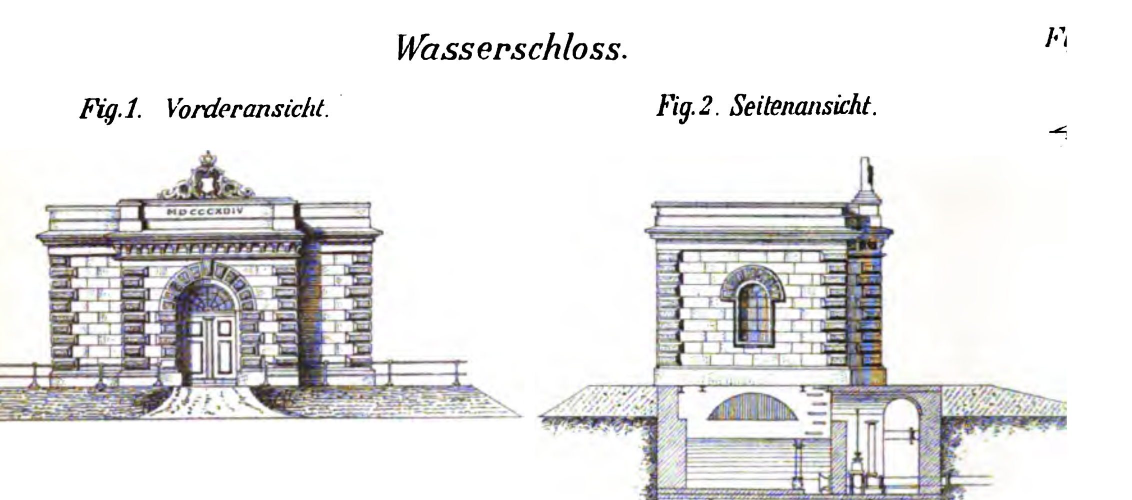


Fig. 3. Schnitt E-F.

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 15m

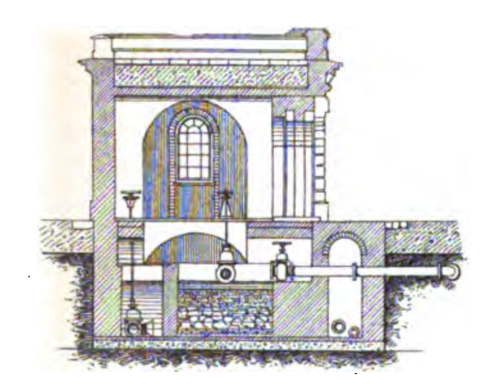


Fig. 4. Schnitt G-H.

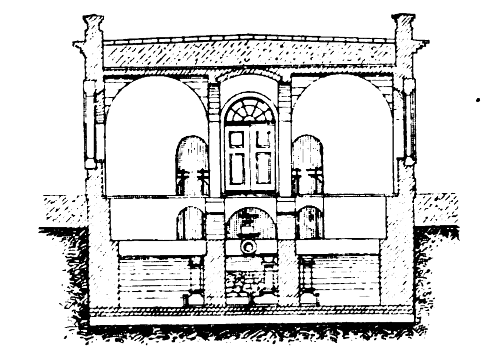
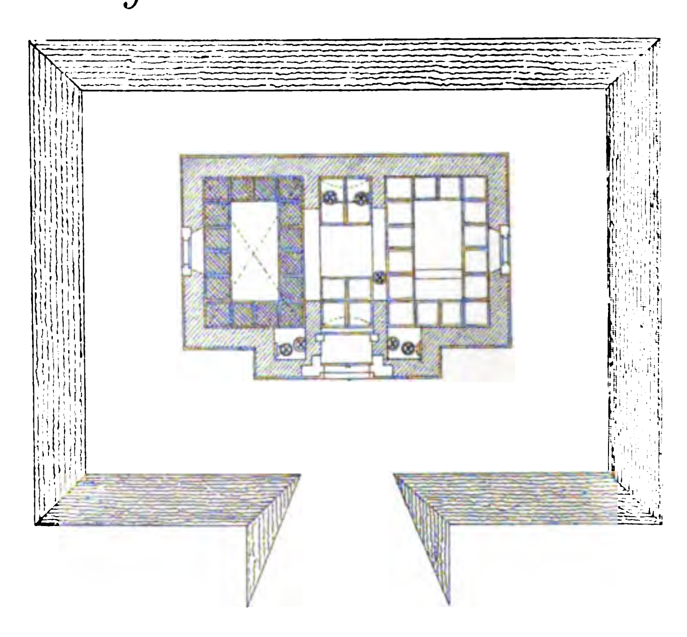


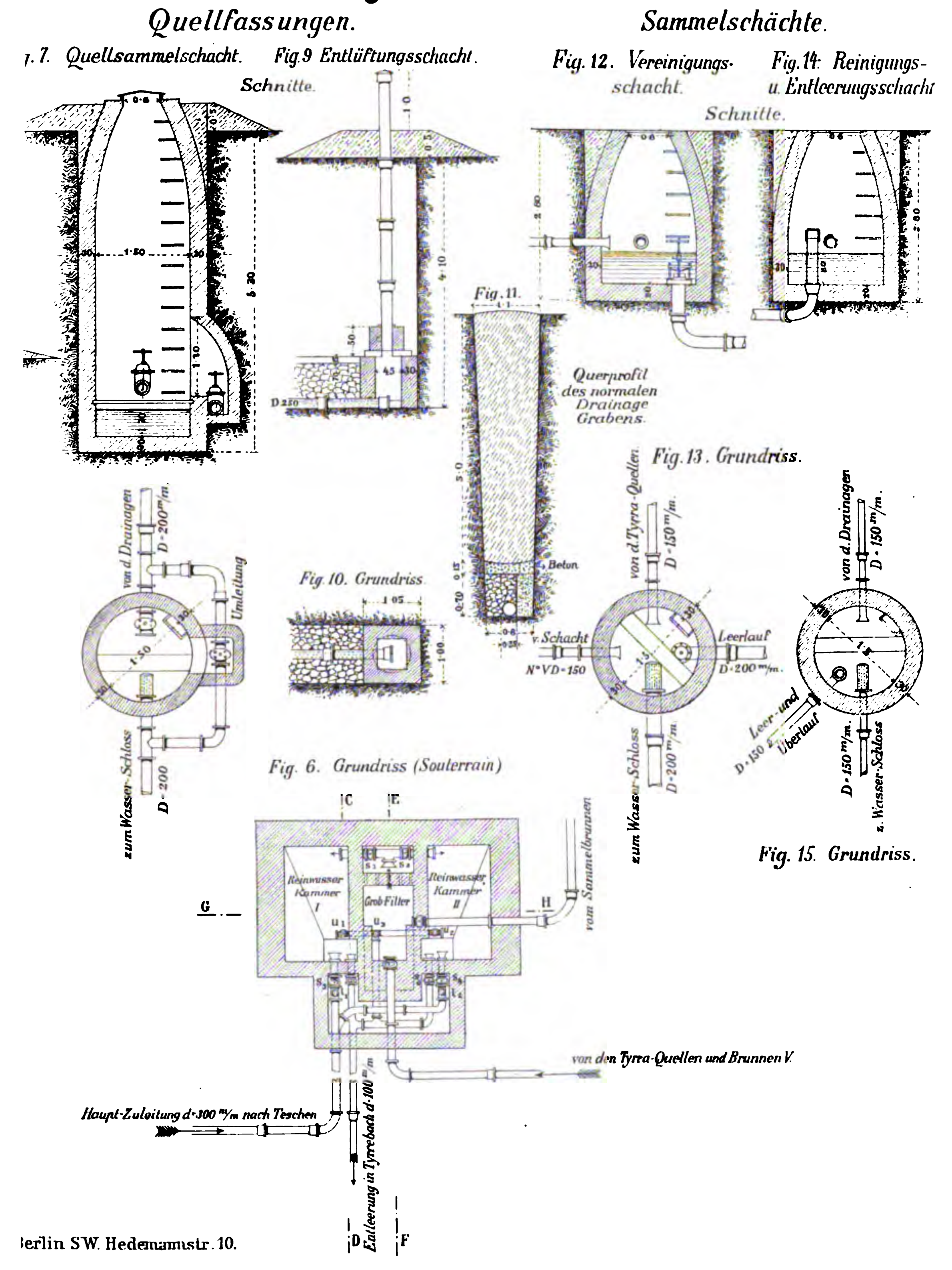
Fig. 5. Grundriss und Daraufsicht.



Verlag von Paul Parey in

assersammelanlage.

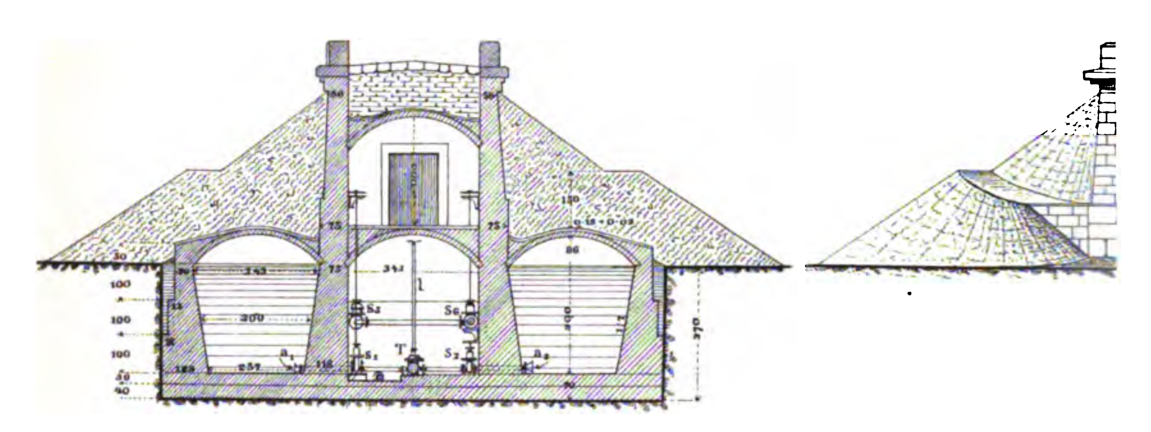
Tafel IV.



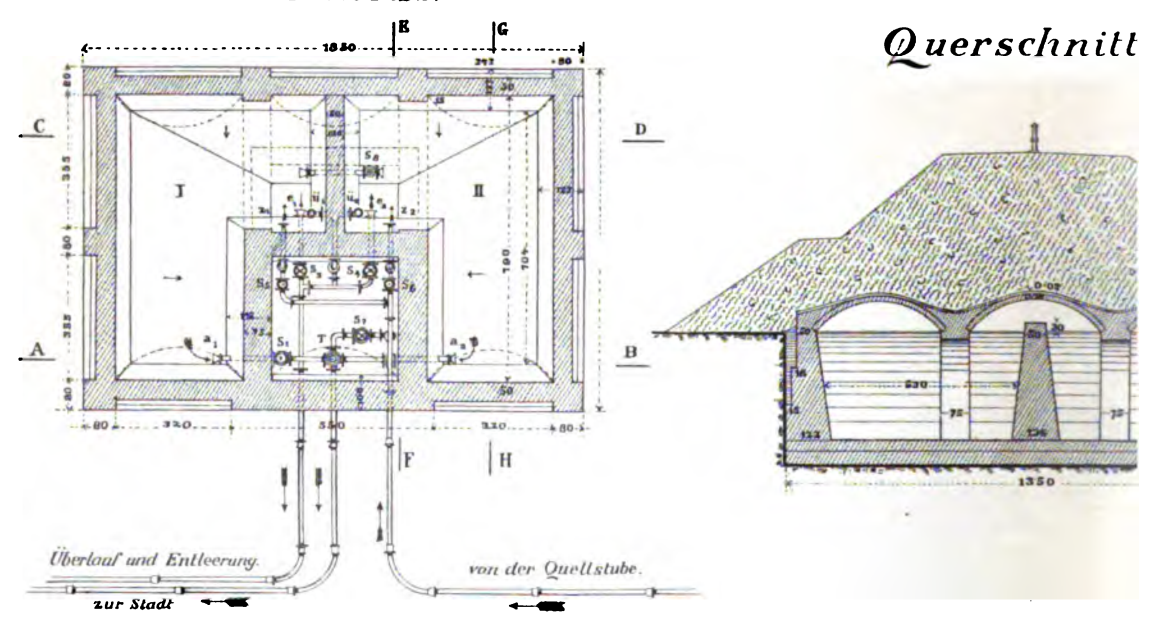
Hochr

für 150 m³ F

Querschnitt AB
durch die Schieberkammer.



Grundriss.



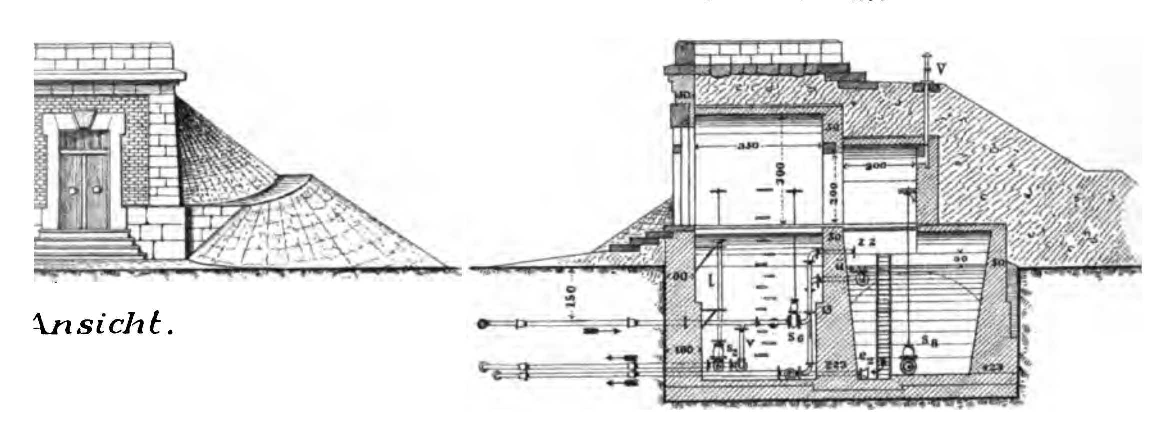
Verlag von Paul Parey in

·servoir

ssungsraum.

Längenschnitt EF

durch die Schieberkammer.

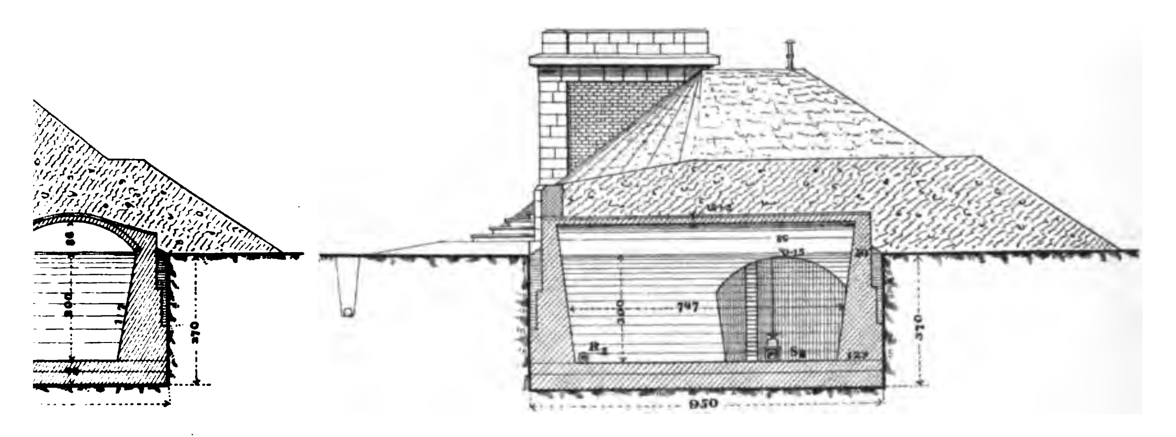


Ansicht.

CD.

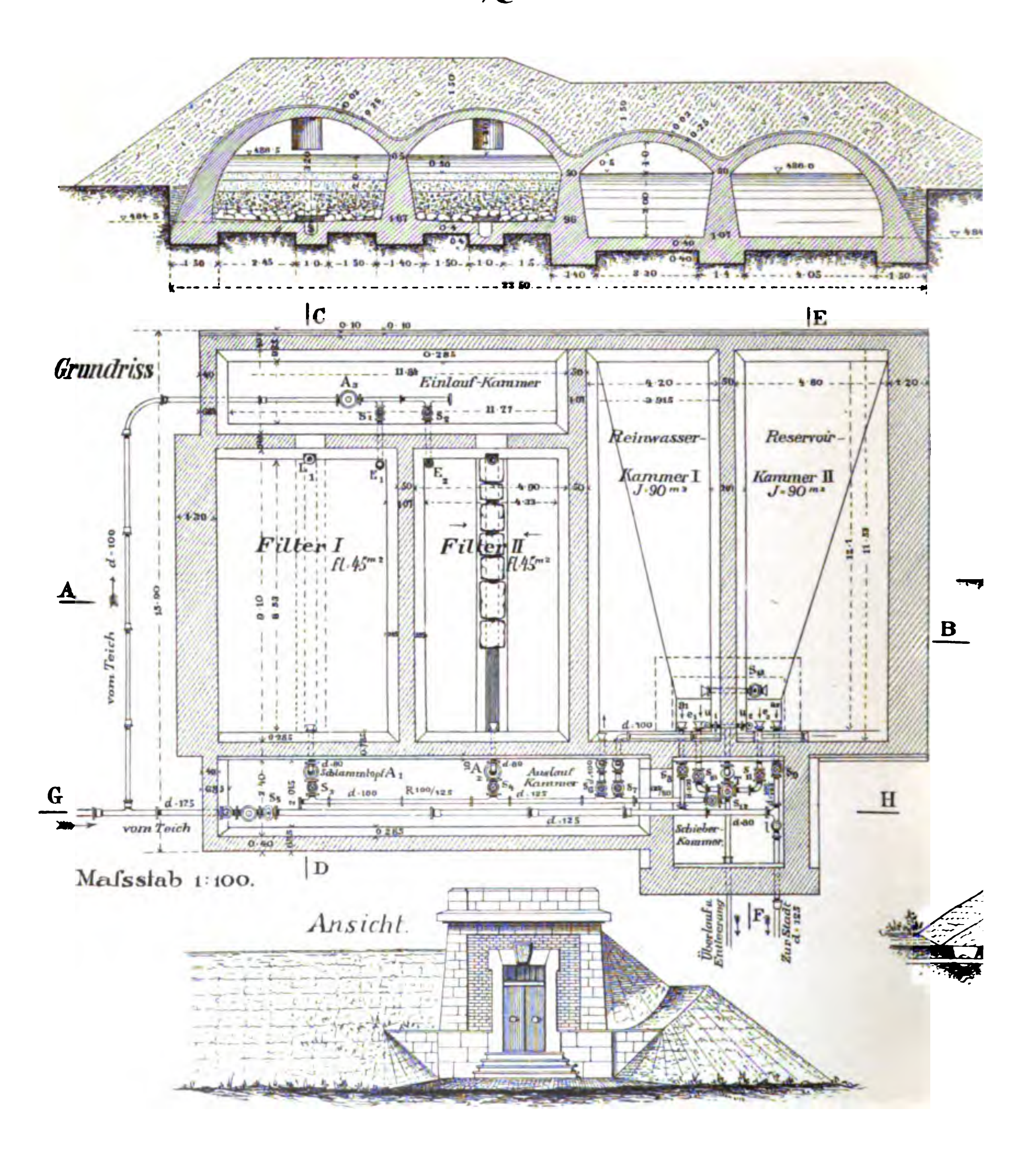
Längenschnitt GH

und Seitenansicht der Schieberkammer.



Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Hochreservoir r
für zus.: 180 m³

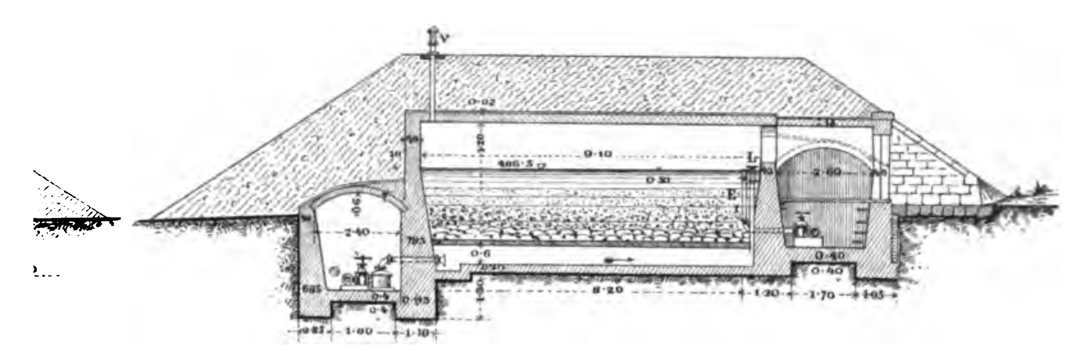


Verlag von Paul Parey in

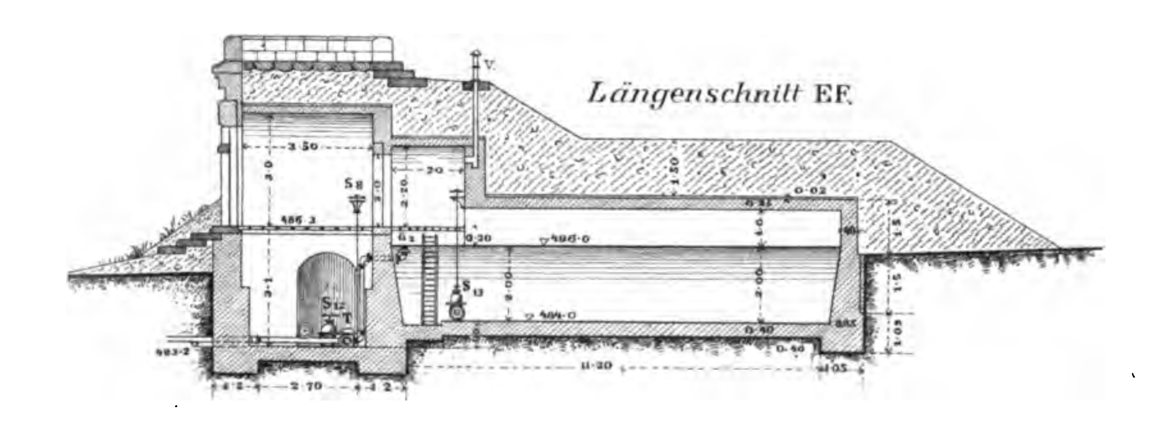
ıit Filteranlage.

-assungsraum.

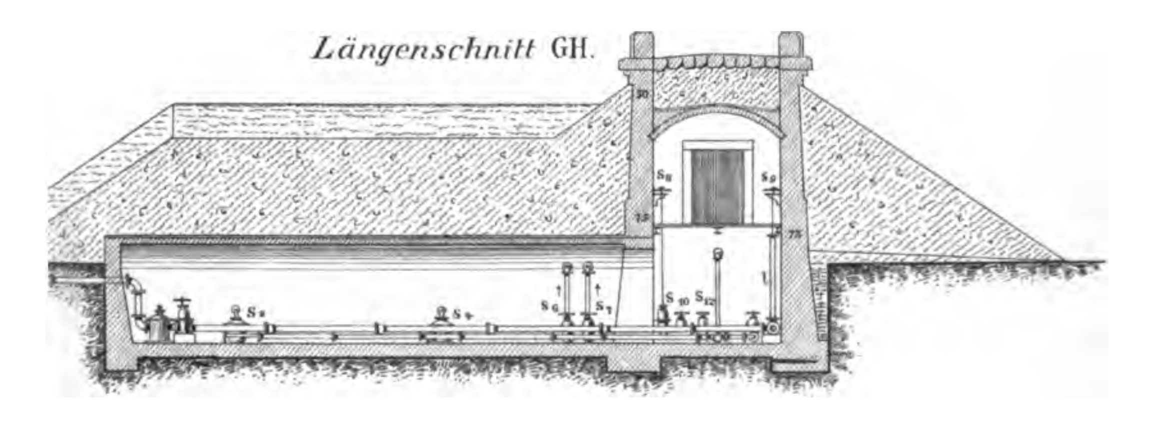
Längenschnitt CD.



Längenschnitt EF.



Längenschnitt GH.



erlin SW. Hedemannstr. 10.

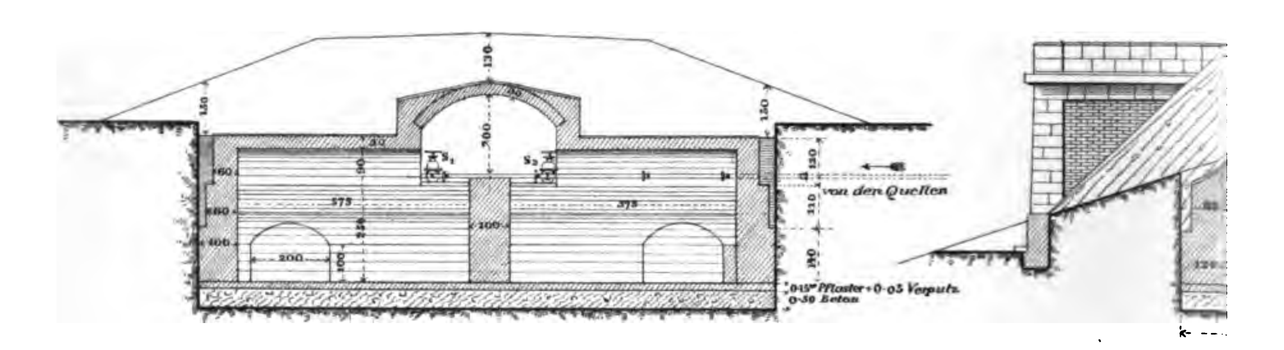
Hochre

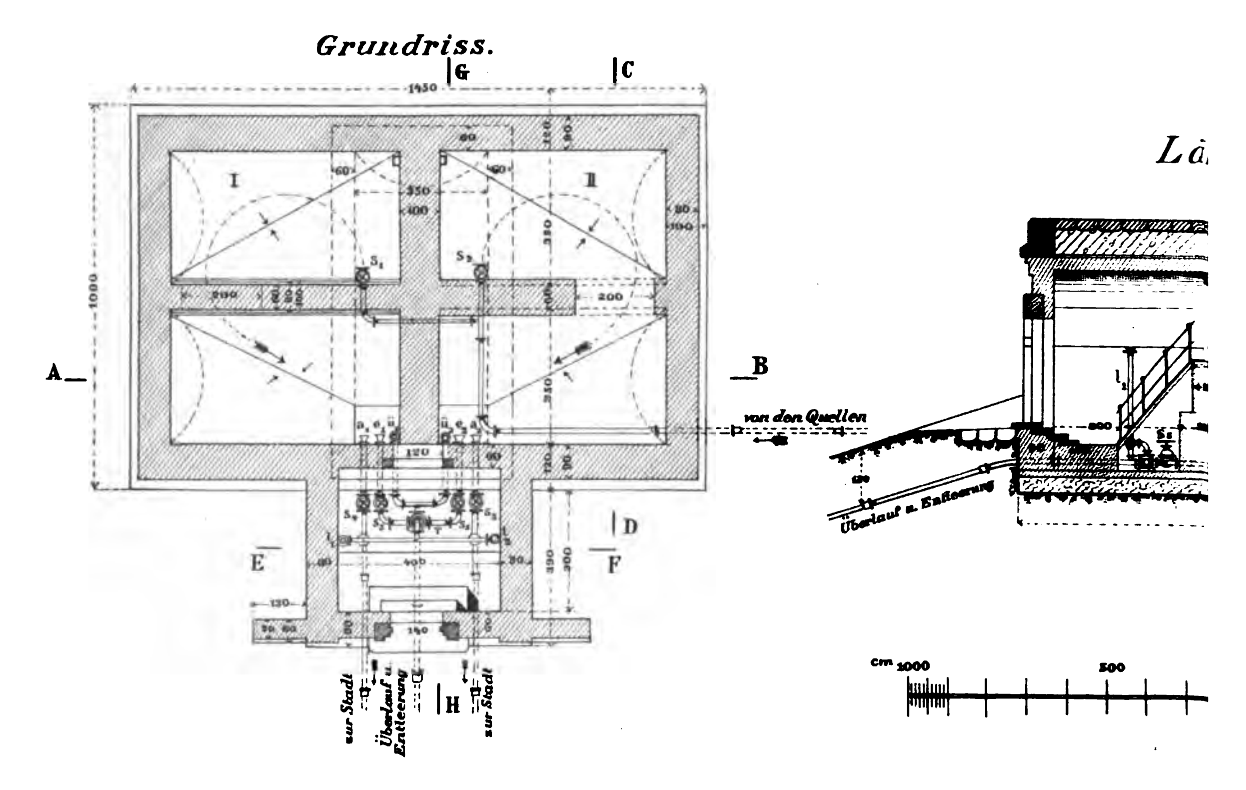
für 200 m³ Fas

Querschnitt AB

durch die vorderen Reservoirkammern.

und Sed





Verlag von Paul Parey in

...eservoir

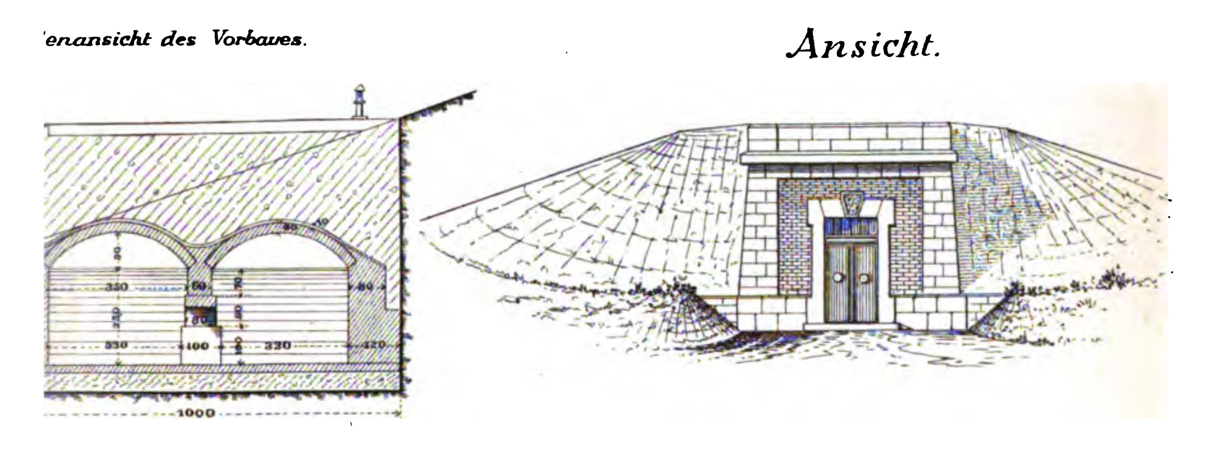
...ssungsraum.

Tafel VII.

...Schnitt CD

...enansicht des Vorbaues.

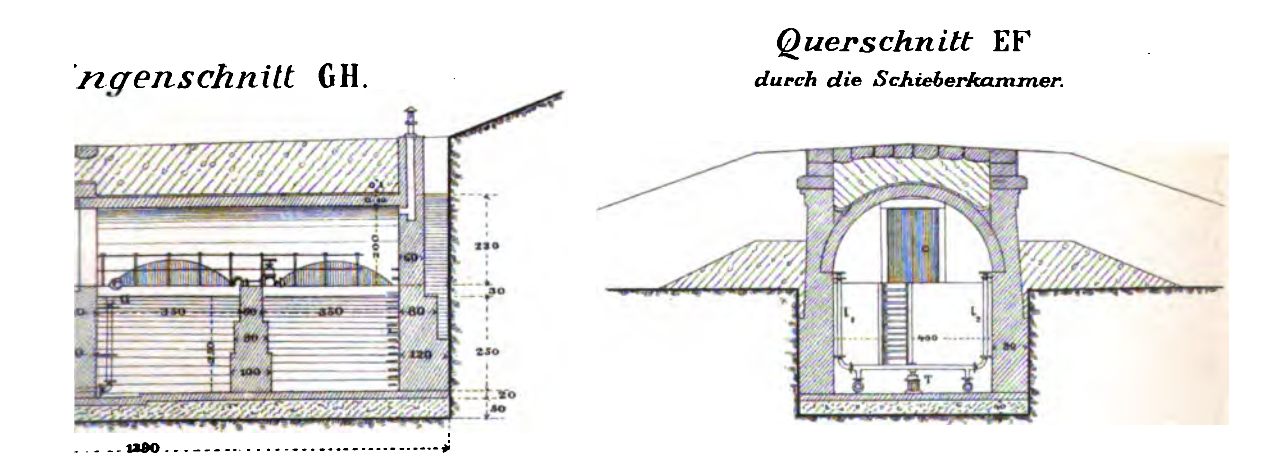
Ansicht.



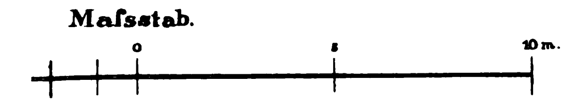
...ngenschnitt GH.

Querschnitt EF

durch die Schieberkammer.



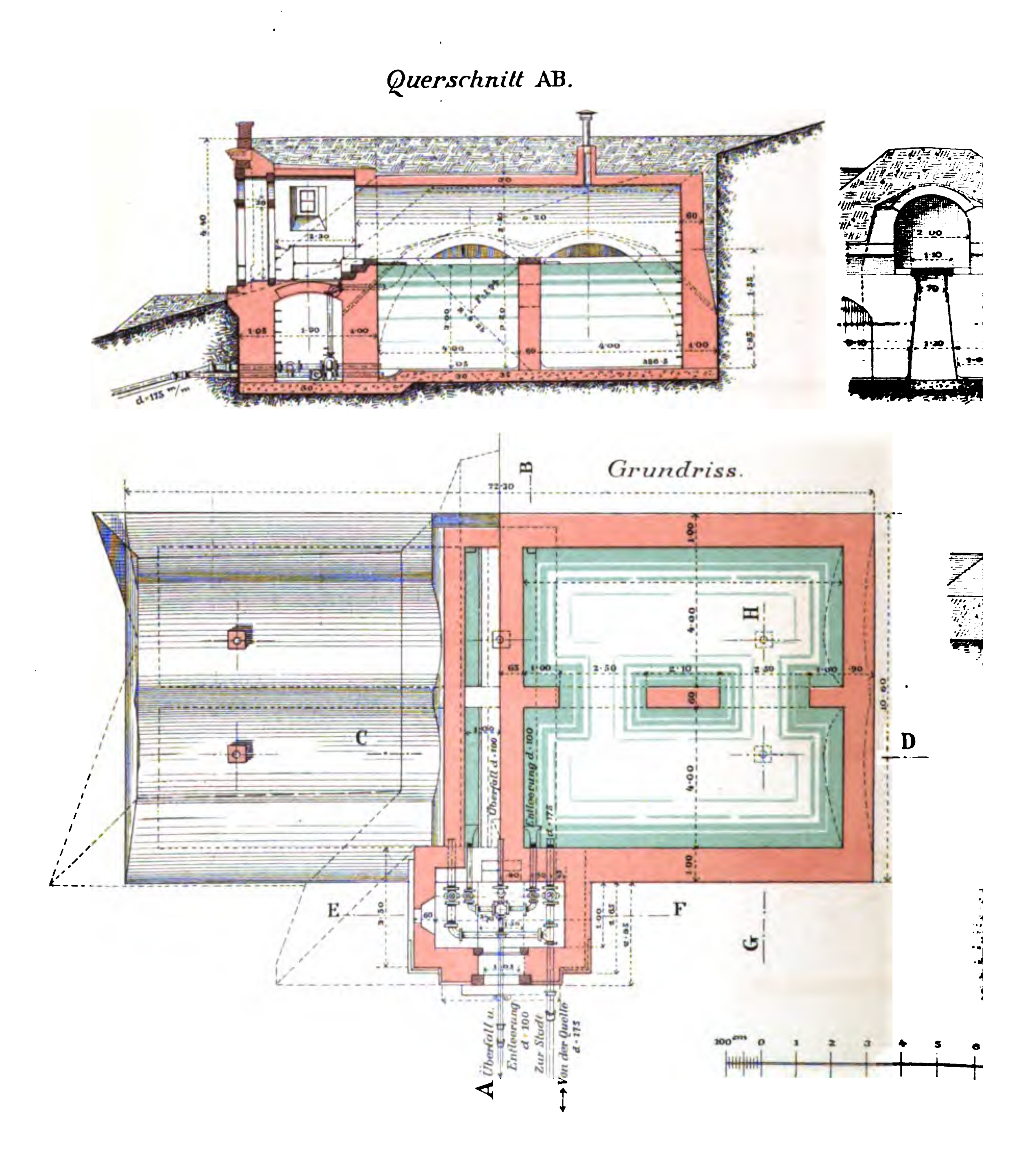
Mafsstab.



...erlin SW. Hedemannstr. 10.

Hochre

von 400 Cubikmet



Verlag von Paul Parey in

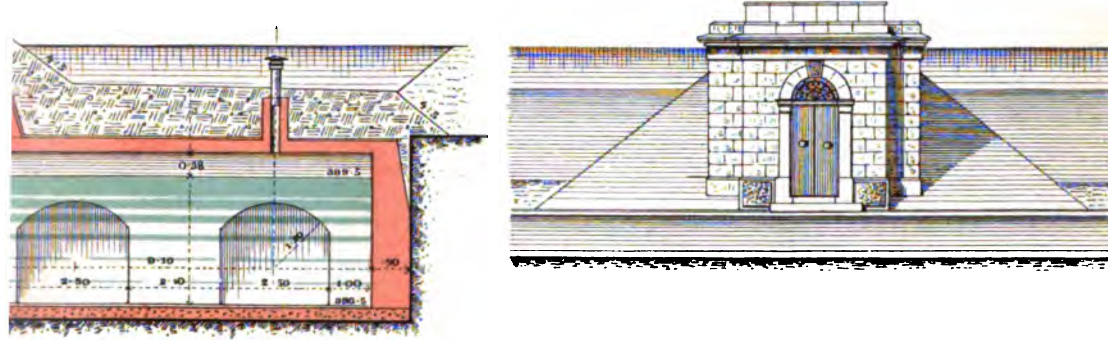
servoir

Tafel VIII

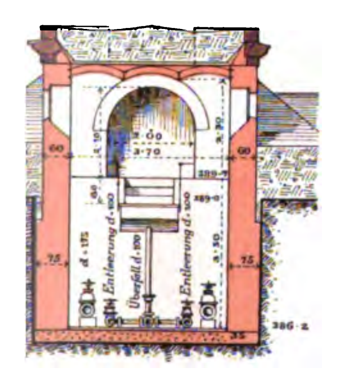
er Fassungsraum.



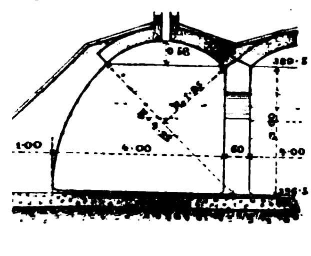


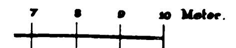


Schnitt EF.



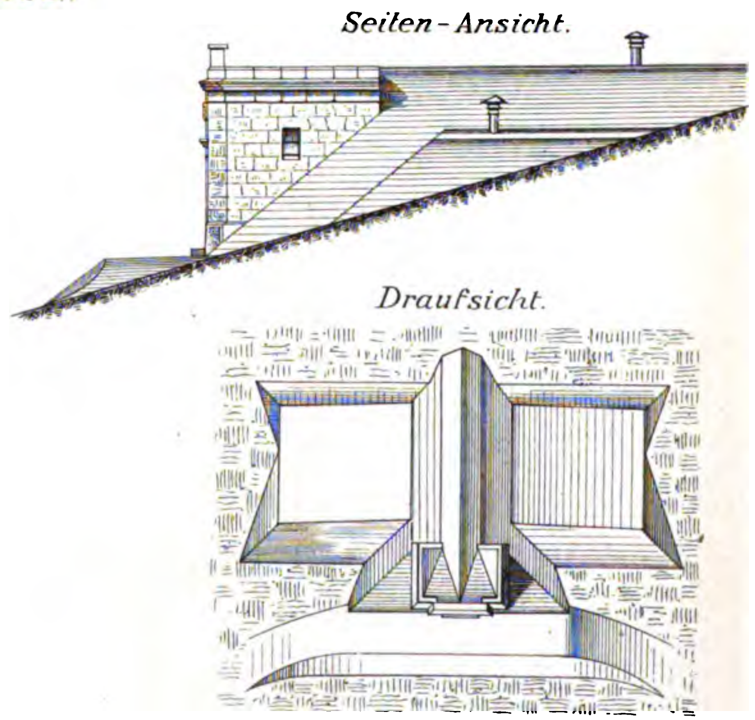
Querschnitt GH.





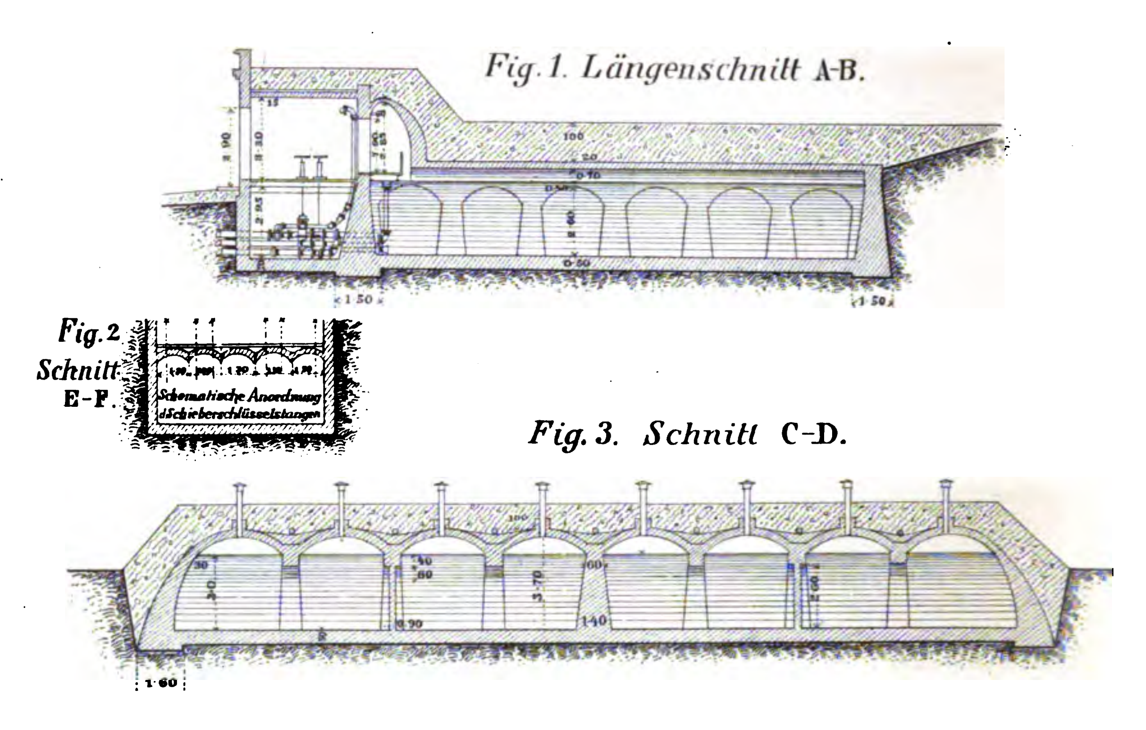
Seiten-Ansicht.

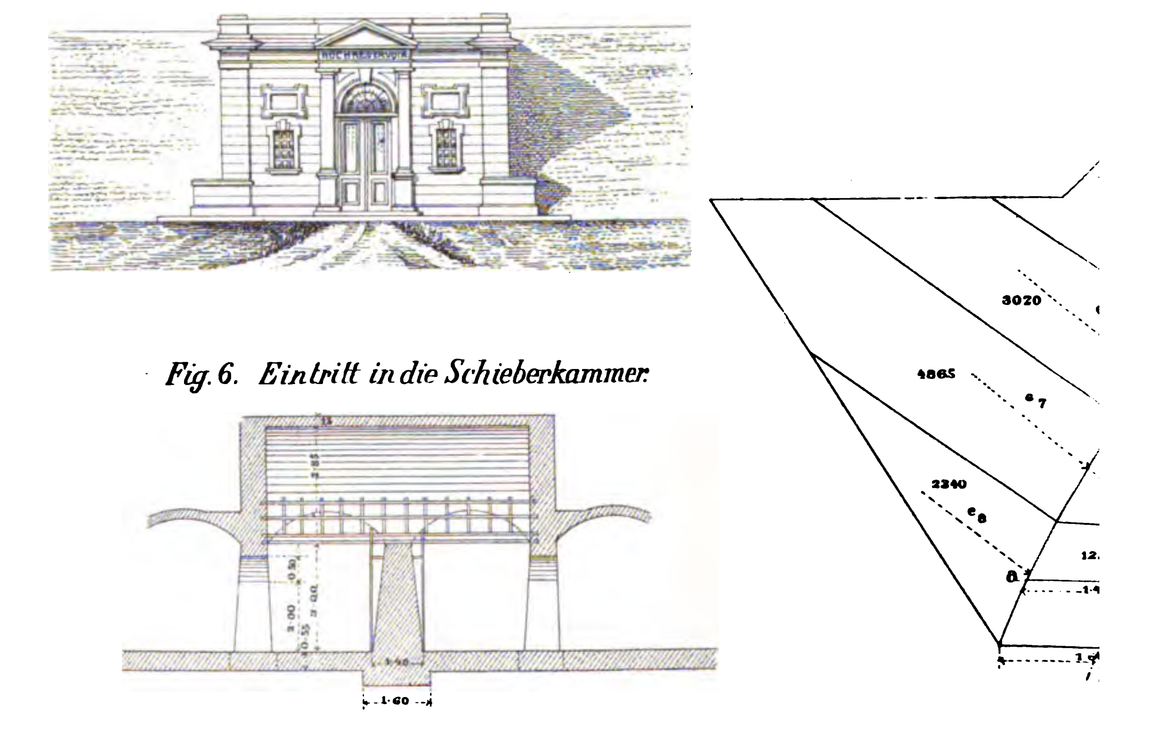
Draufsicht.



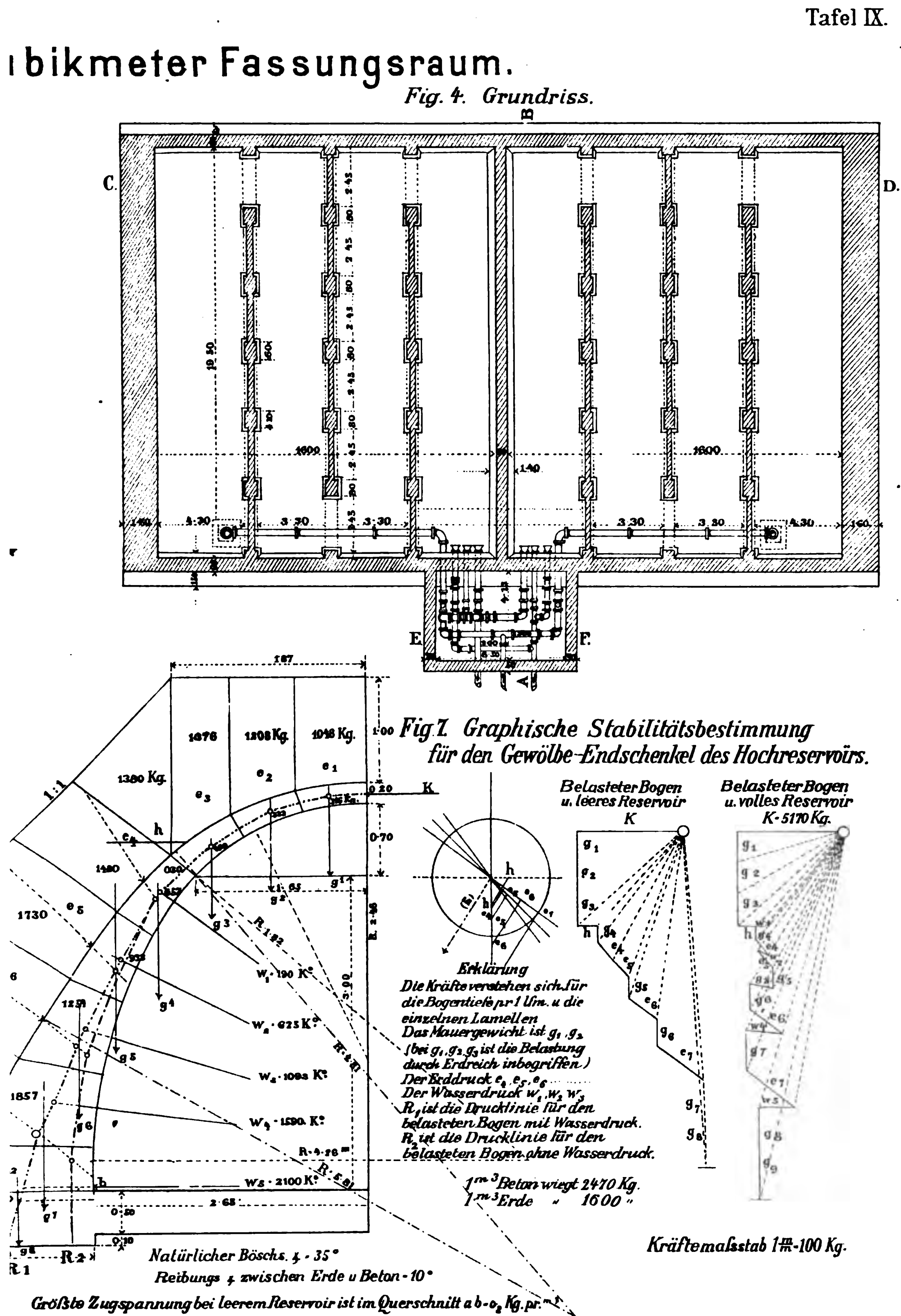
1 : 250

Hochreservoir für 1600 C





ıbikmeter Fassungsraum.

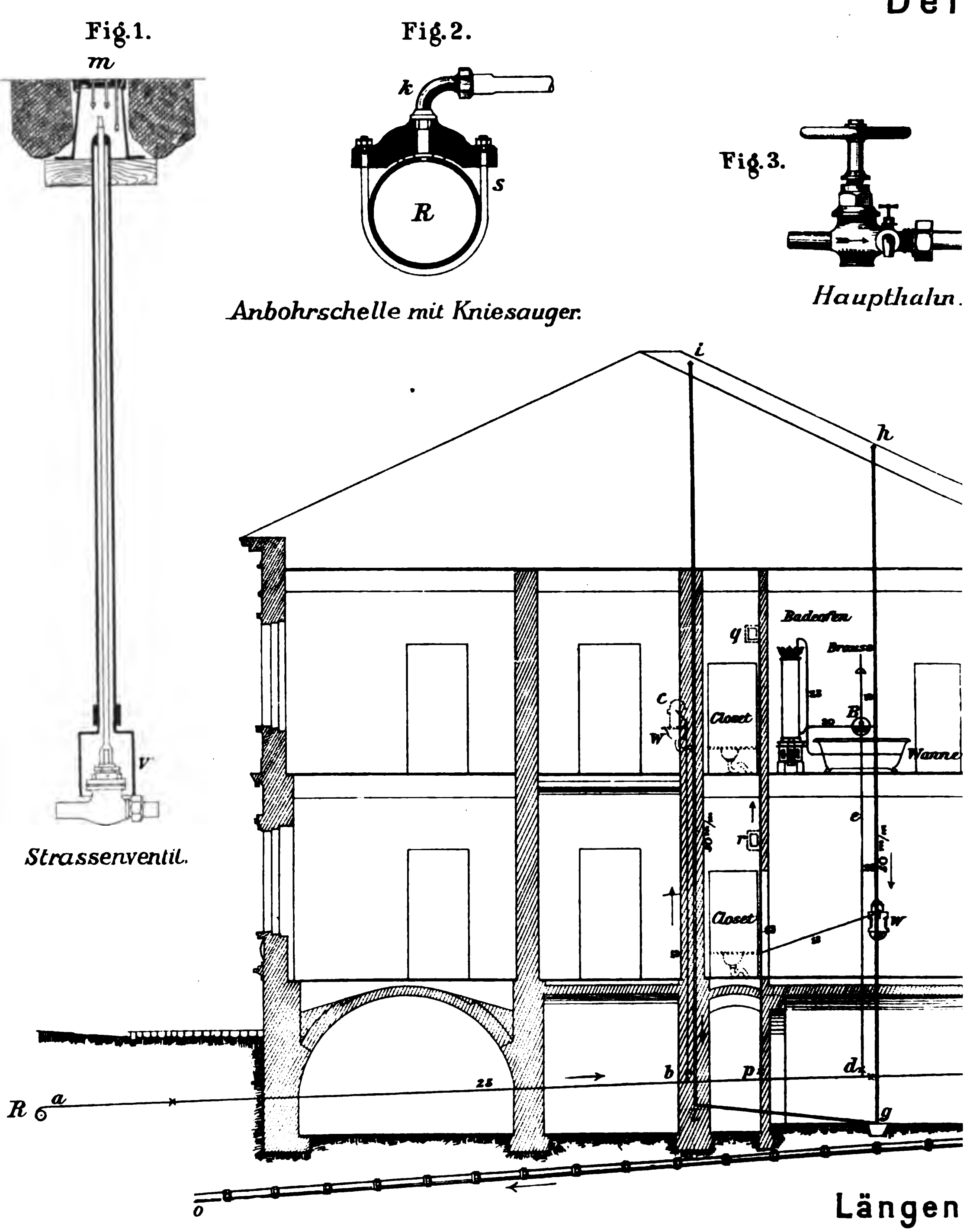


ßerlin SW. Hedemannstr. 10.

Friedrich, Wasserbau. Zweite Auflage. II. Band.

Hausei

Det



Verlag von Paul Parey in

nleitung.
ails.

Tafel X.

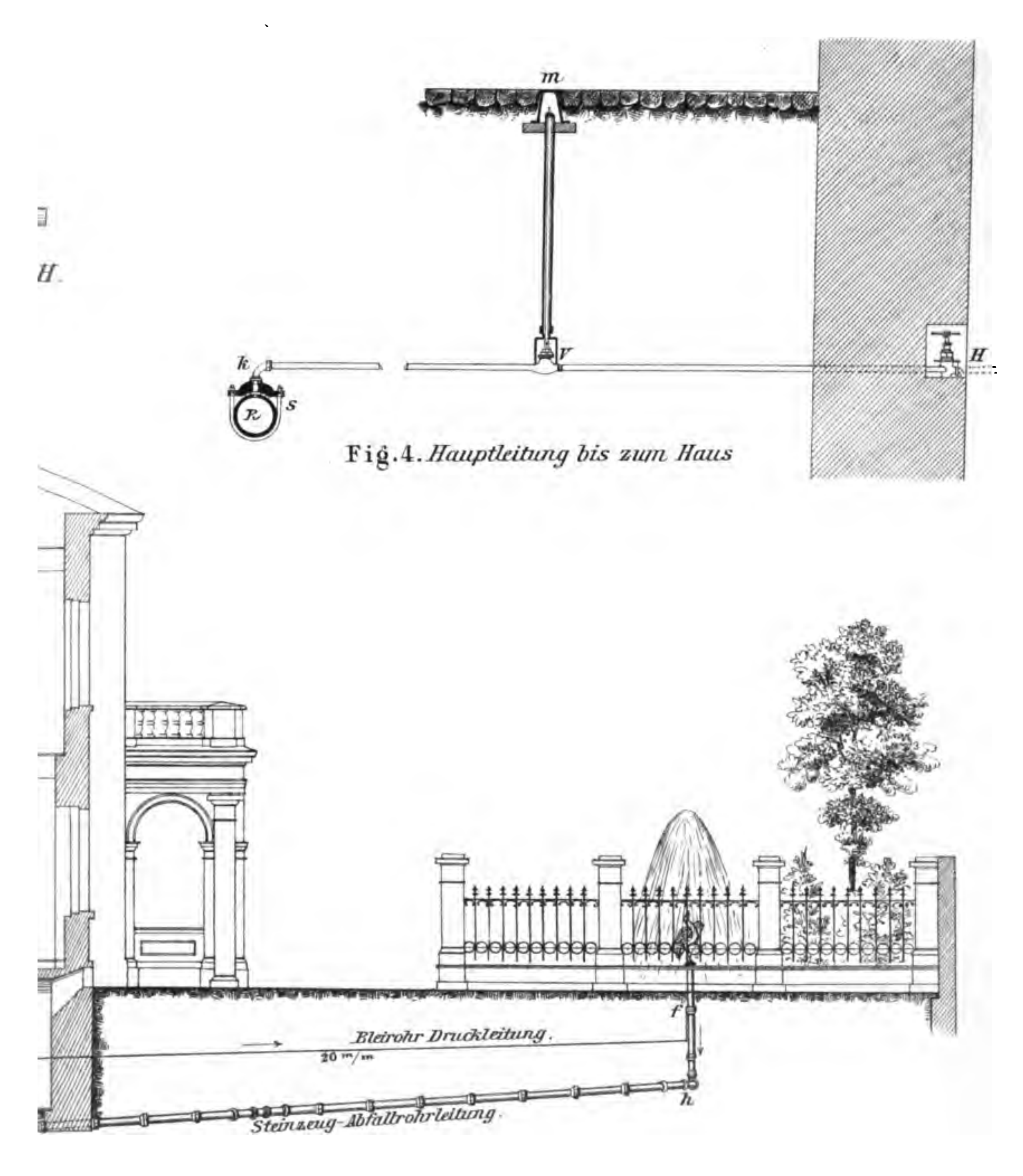
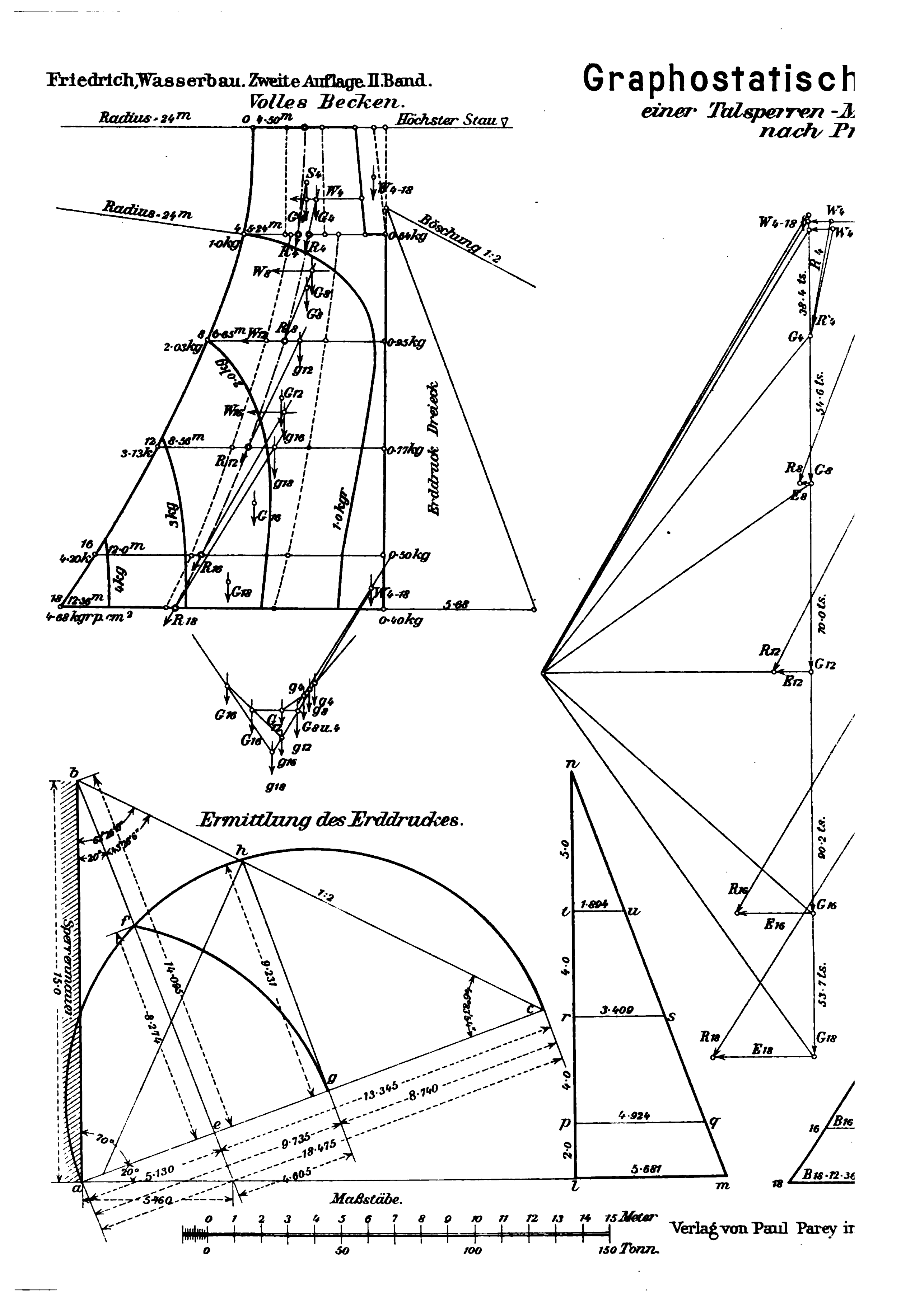


Fig. 4. *Hauptleitung bis zum Haus*

schnitt.

erlin SW. Hedemannstr. 10.


Friedrich, Wasserbau. Zweite Auflage. II. Band.
Graphostatisch
einer Talsperren -
nach P
Volles Becken.
Radius - 24m
Höchster Stau
Radius - 24m
Böschung 1:2
Erddruck Dreieck
4·68 kgr p. cm²
0·40 kg
Ermittlung des Erddruckes.
Sperrenmauer
15·0
14·085
8·274
9·231
13·345
8·740
9·735
18·475
5·130
3·460
4·605
1·894
3·409
4·924
5·681
Maßstäbe.
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 Meter
0 50 100 150 Tonn.
Verlag von Paul Parey i

e Untersuchung

auer von 18ᵐ Höhe
of. Jntze.

Kräfteplan.

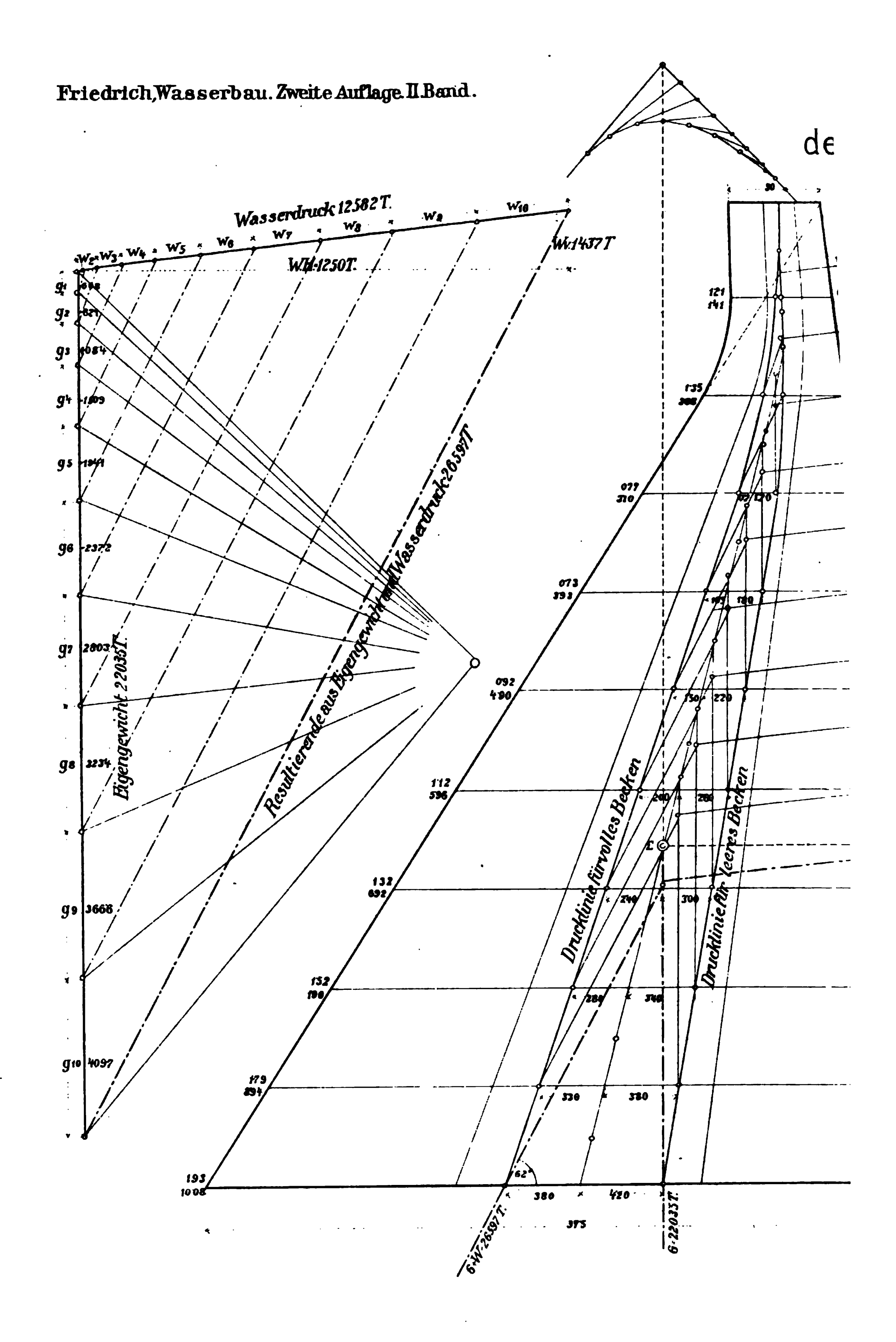
Leeres Becken.

Darstellung der Hebelarme für die Wasser bzw. Erddrücke.

Spannungs Verteilung in d. Fundam. Fuge.

Spannungs Verteilung in d. Fundam. Fuge.

Berlin SW. Hedemannstr. 10.



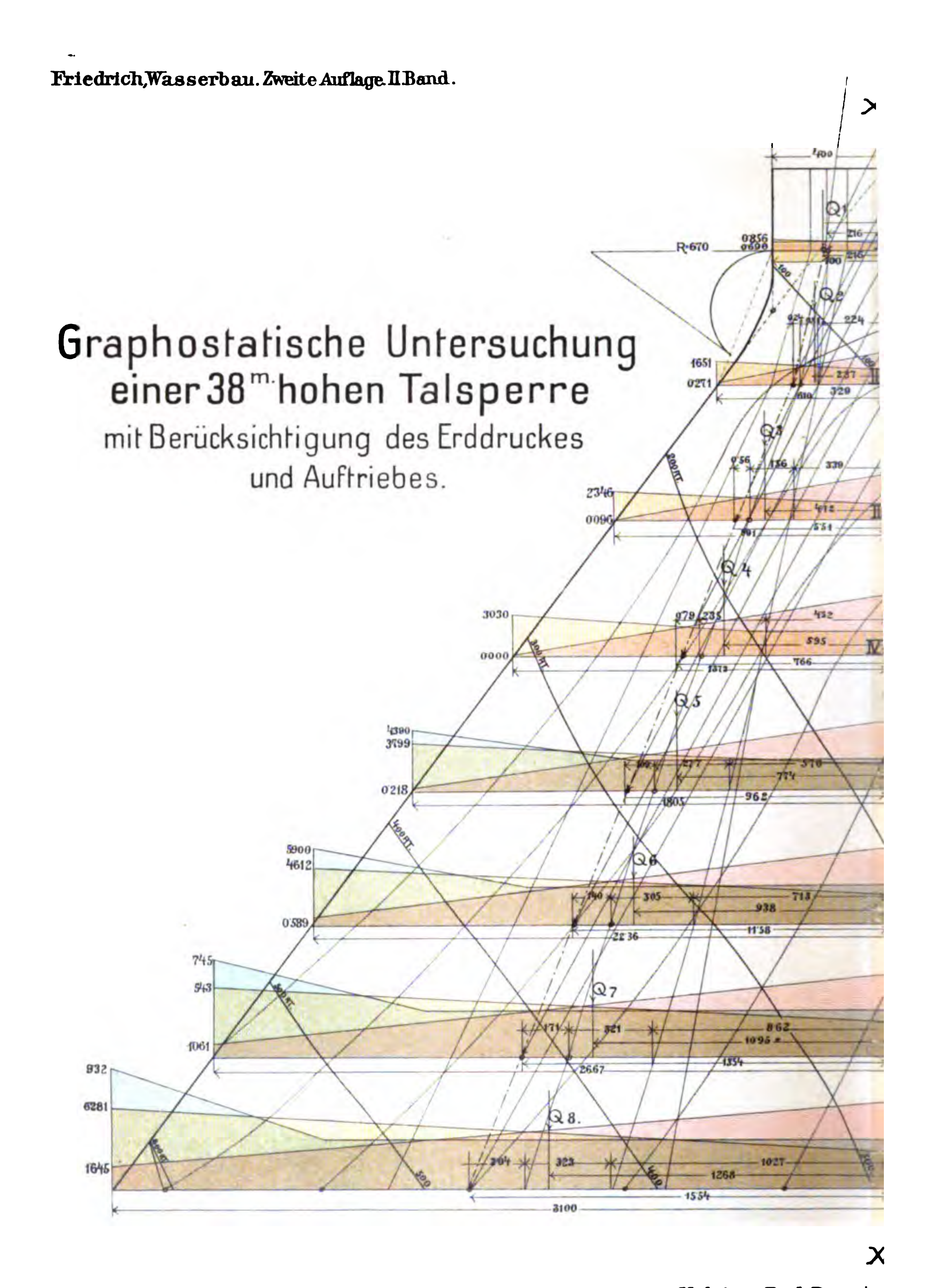
Wasserdruck 12582 T.
W: 1437 T
W: 1250 T.
Eigengewicht 22035 T.
Resultierende aus Eigengewicht und Wasserdruck 26597 T
Drucklinie für volles Becken
Drucklinie für leeres Becken
6·W: 26597 T.
G: 22035 T.

Grapho
r Stauwe

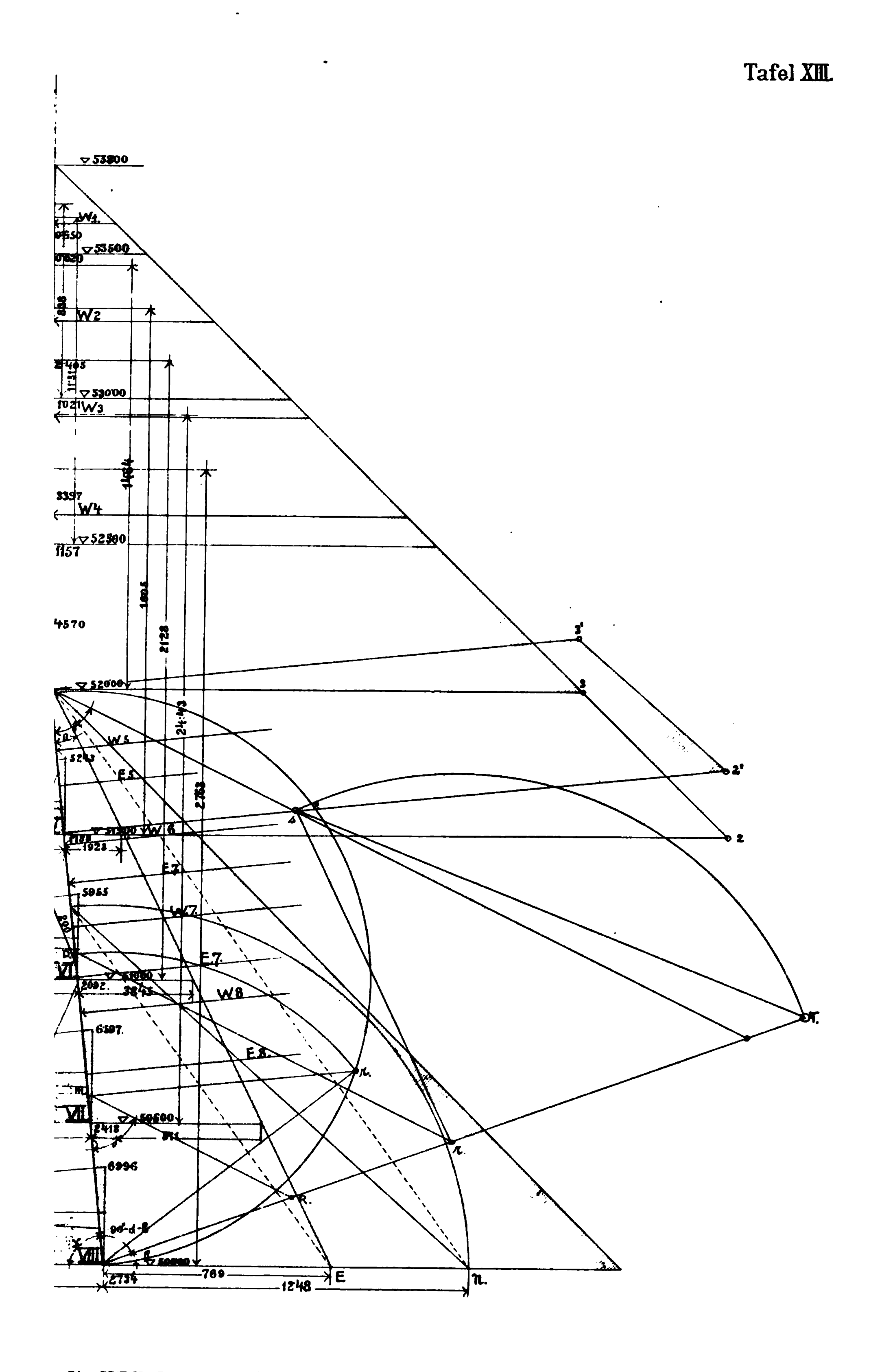
g_1

Wt1
99
181
Wt2
220 Wt3
081
Wt4
352
142
Wt5
450 Wt6
161
Wt7
533
172
Wt8
620 Wt9
184
Wt10 Wt2
108
202
799
223
890
237
982 Kg
245

Län
Kra

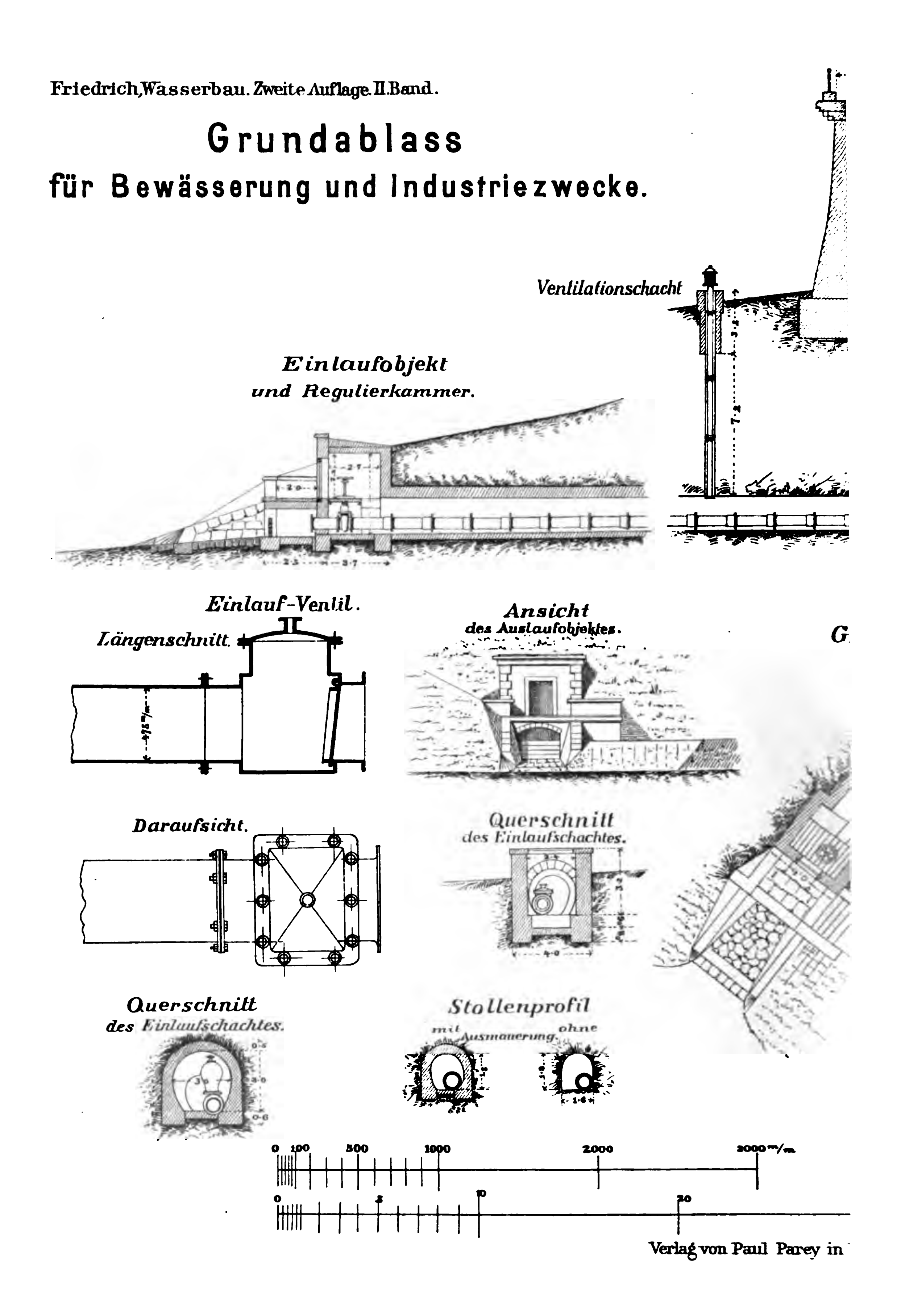


Verlag von Paul Parey in



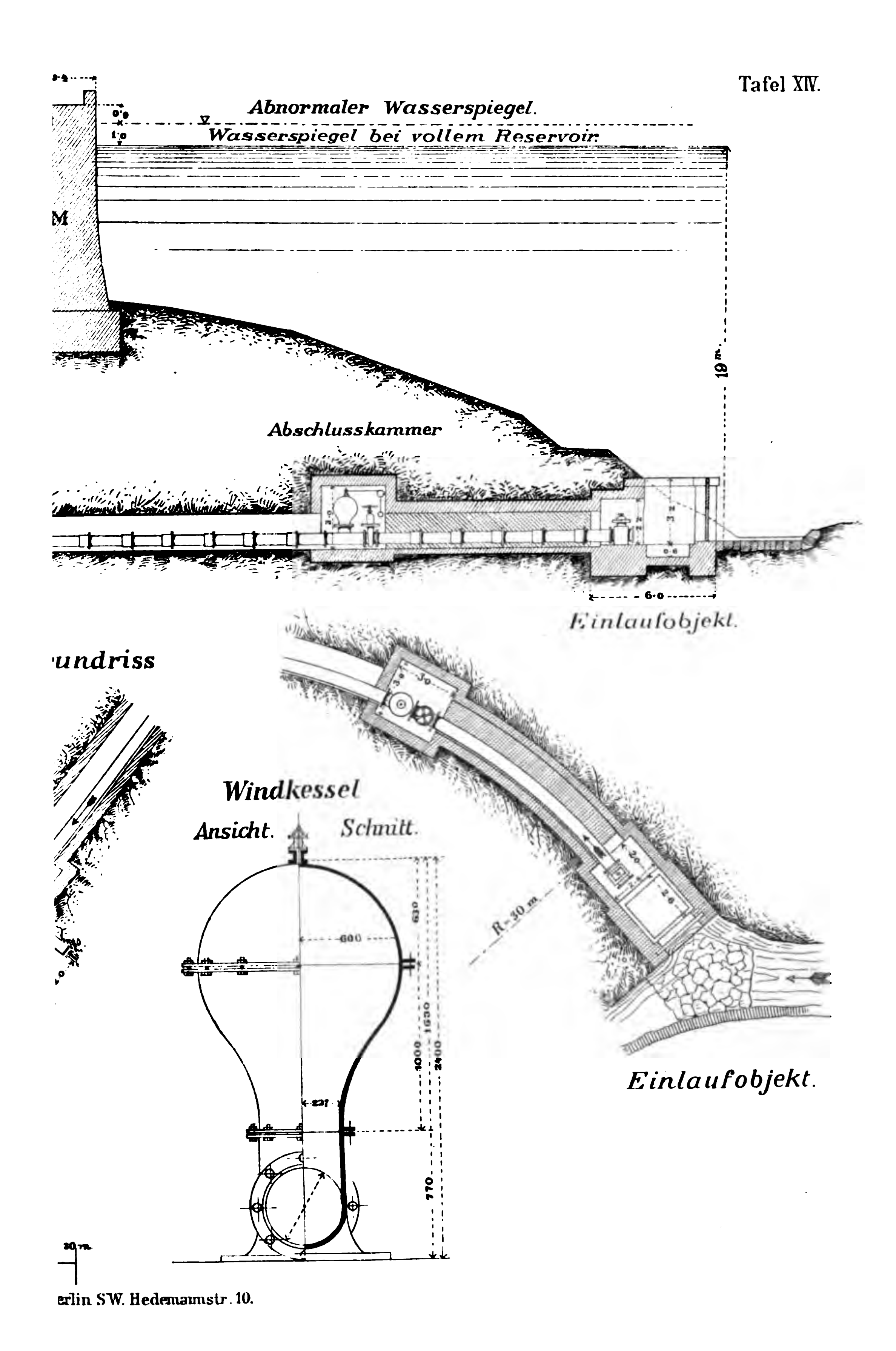
erlin SW. Hedemannstr. 10.

Grundablass
für Bewässerung und Industriezwecke.



Verlag von Paul Parey in

Tafel XIV.

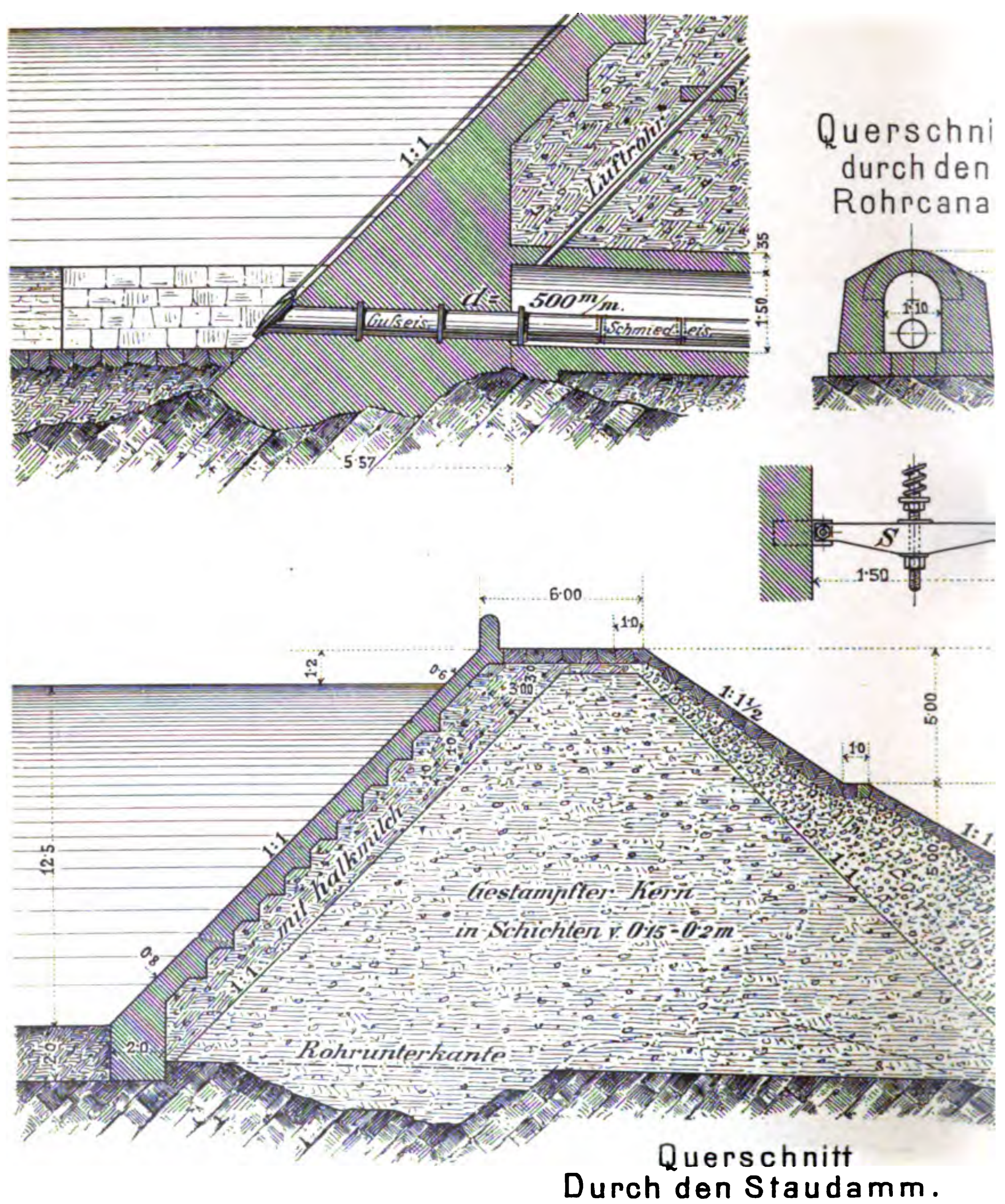


erlin SW. Hedemannstr. 10.

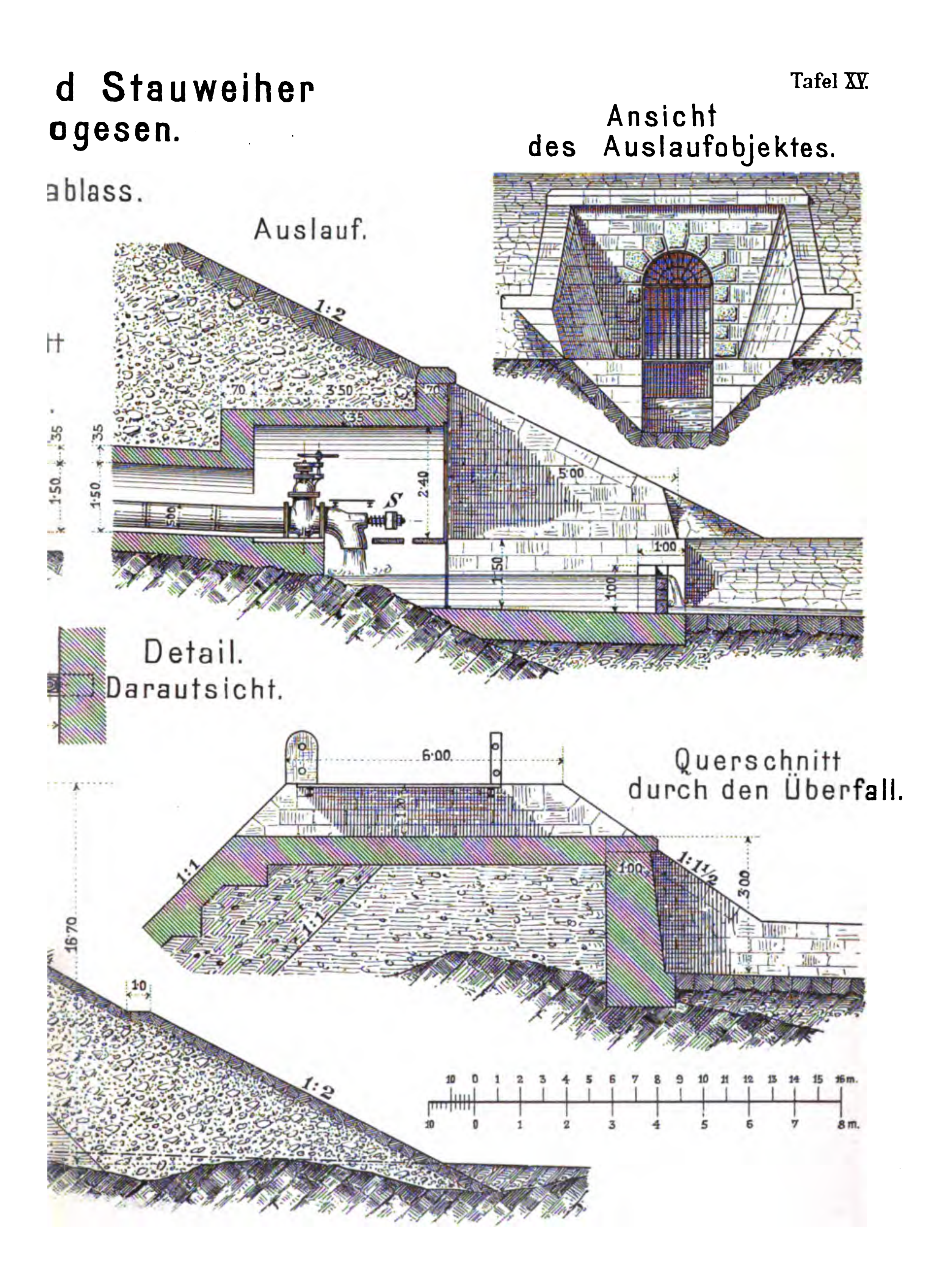
Schiessrothrie
in den V

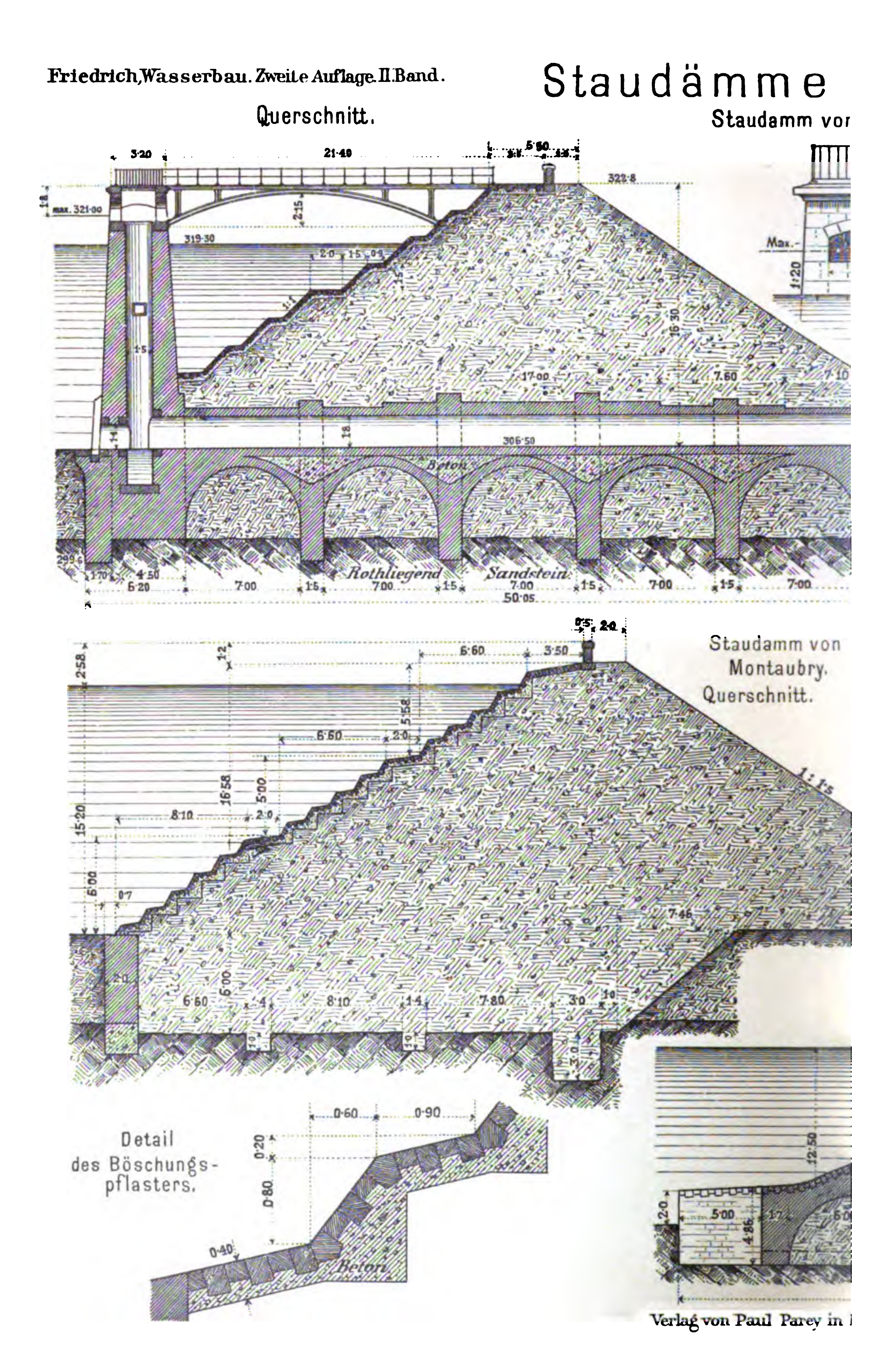
Durch den Grund

Einlauf.

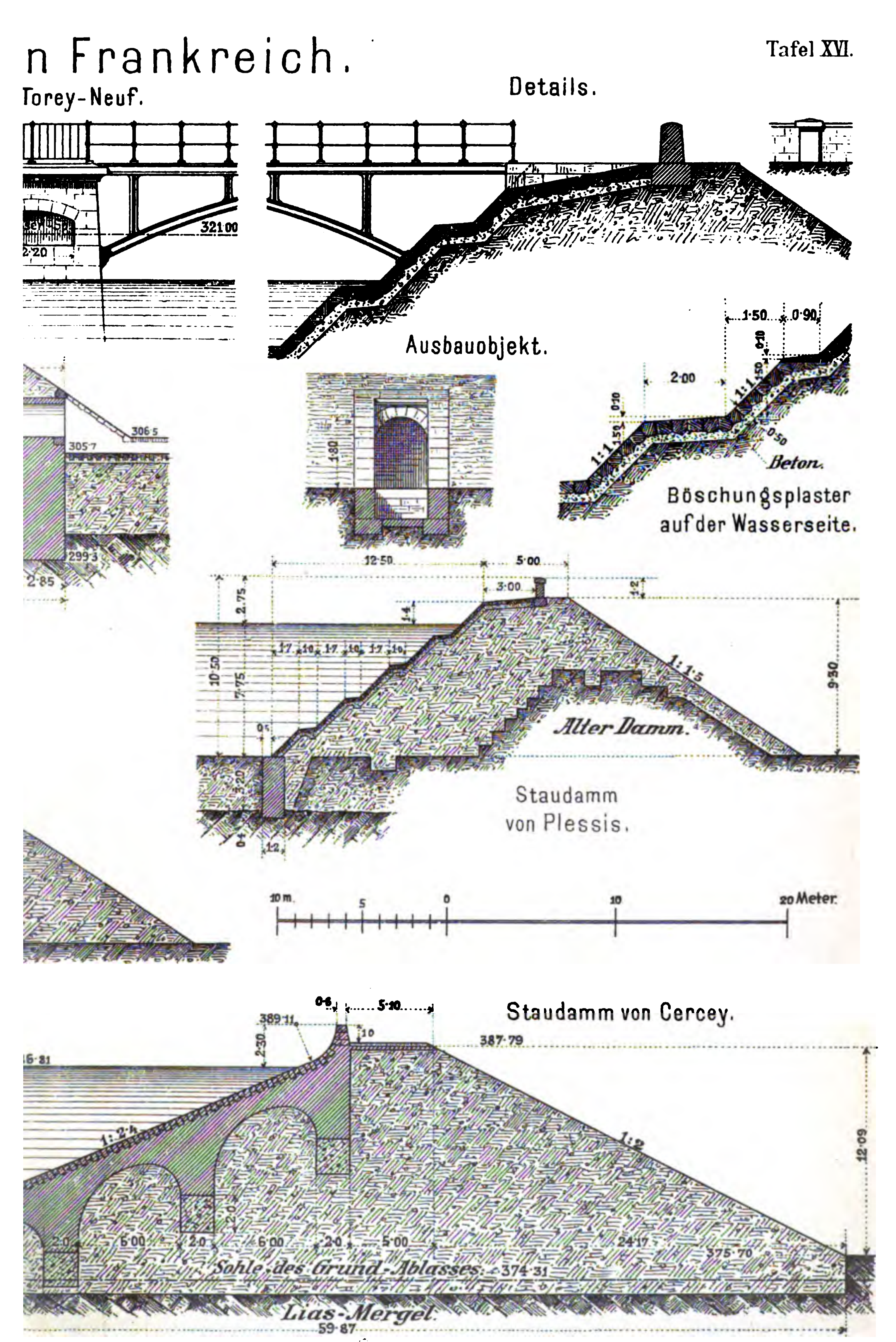


Verlag von Paul Parey in

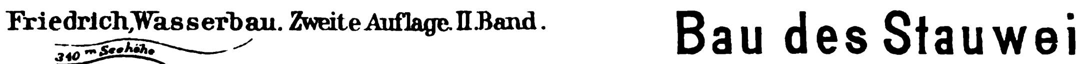

d Stauweiher
ogesen.
Tafel XV.
Ansicht
des Auslaufobjektes.
ablass.
Auslauf.
1:2
70
3·50
70
35
35
35
1·50
1·50
2·40
5·00
S
1·00
1·50
1·00
Detail.
Daraufsicht.
6·00
Querschnitt
durch den Überfall.
1:1
1:1
1:1½
1·00
3·00
16·70
1·0
1:2
16m.
8m.



Friedrich, Wasserbau. Zweite Auflage. II. Band.
Staudämme
Querschnitt.
Staudamm vor
max. 321·00
319·30
322·8
306·50
Beton
Rothliegend
Sandstein
50·05
Staudamm von
Montaubry.
Querschnitt.
Detail
des Böschungs-
pflasters.
Beton
Verlag von Paul Parey in



rlin SW. Hedemannstr. 10.



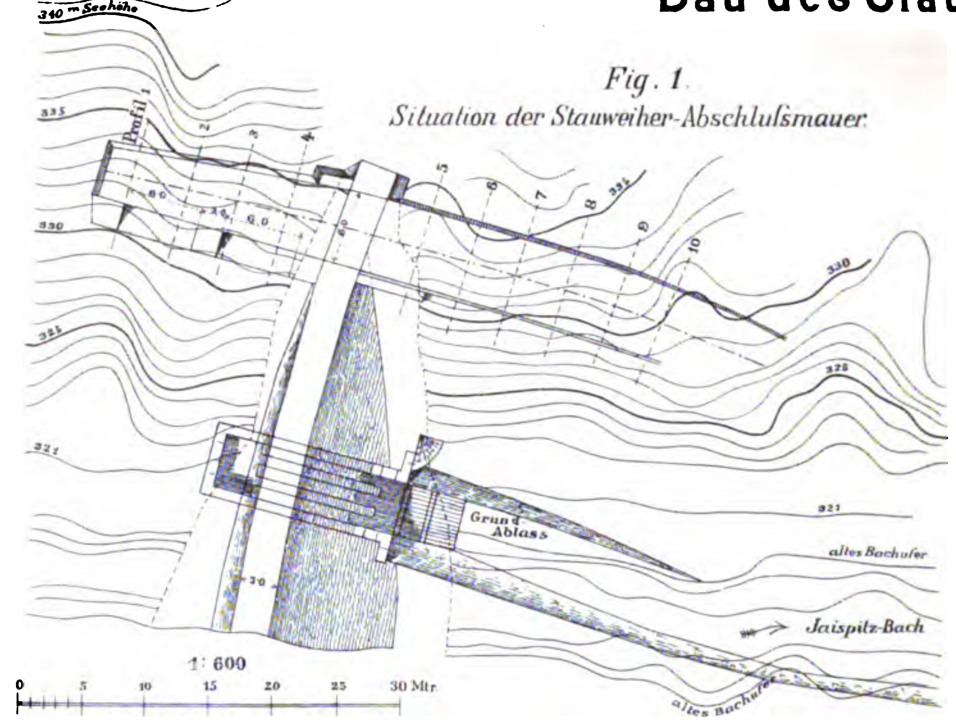


Fig. 1.
Situation der Stauweiher-Abschlußmauer.

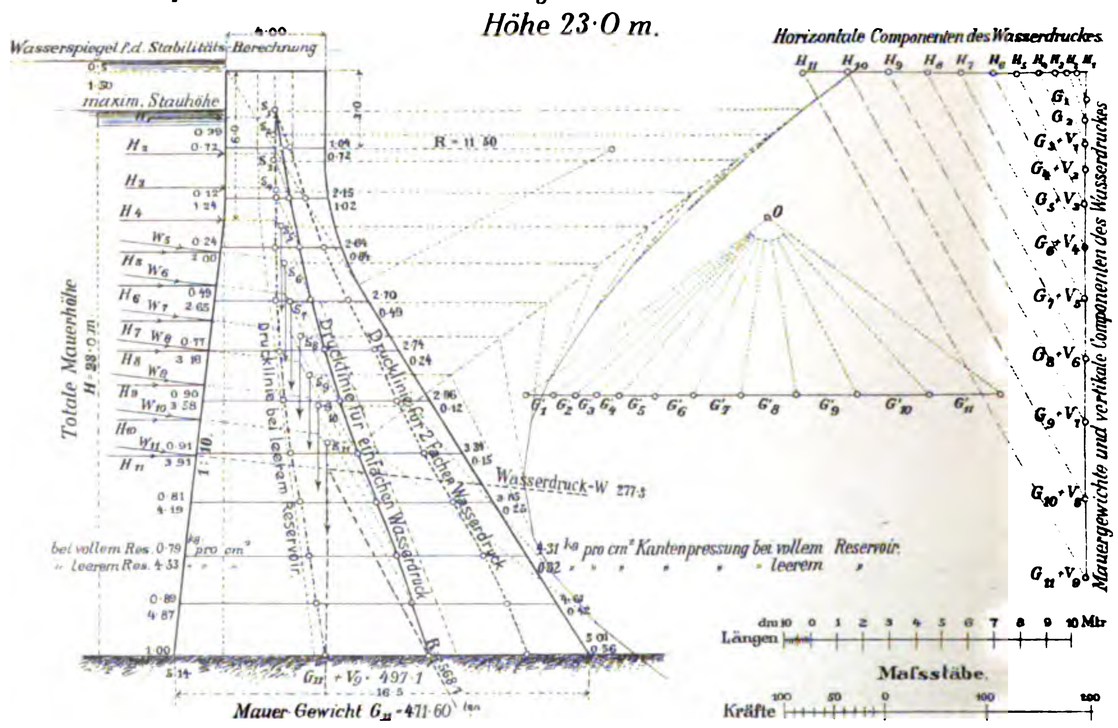


Fig. 3.
Graphostatische Untersuchung der Stauweiher-Abschlußmauer.
Höhe 23·0 m.

Verlag von Paul Parey in

Fig. 2.
Detailplan der Überfallwehranlage.

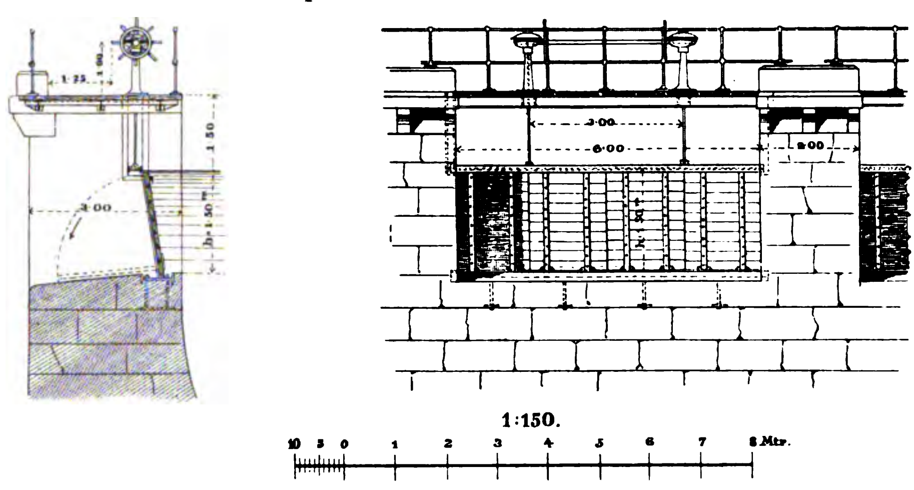
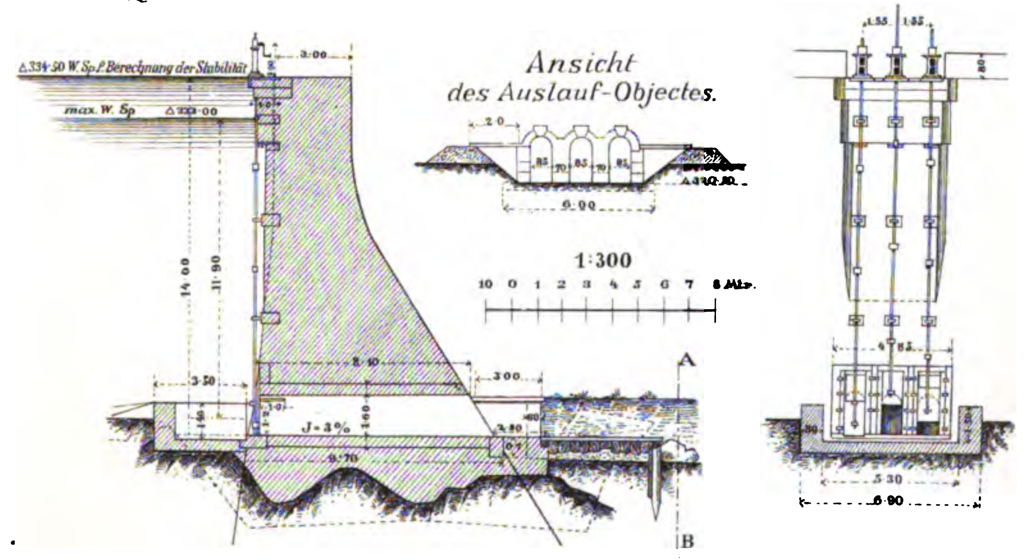


Fig. 4.
Grundablass.

Querschnitt.

Ansicht des Auslauf-Objectes.

Ansicht des Einlaufs.



Constructions-Daten.

Angenommene Mauerhöhe f. d. Berechnung	23·0 m
Nutzbare Wassertiefe bei maxim. Spannung	12·0
" " " normaler "	11·0
Spezifisches Gewicht d. Granitmauerwerkes	2·40
Volumen der Mauer pro laufenden Meter	196·5
Gewicht " " " " "	471·6
Horizontale Componente d. Wasserdruckes	246·12
Vertikale " " " "	25·5
Resultante aus diesem u. d. Mauergewicht	368·6

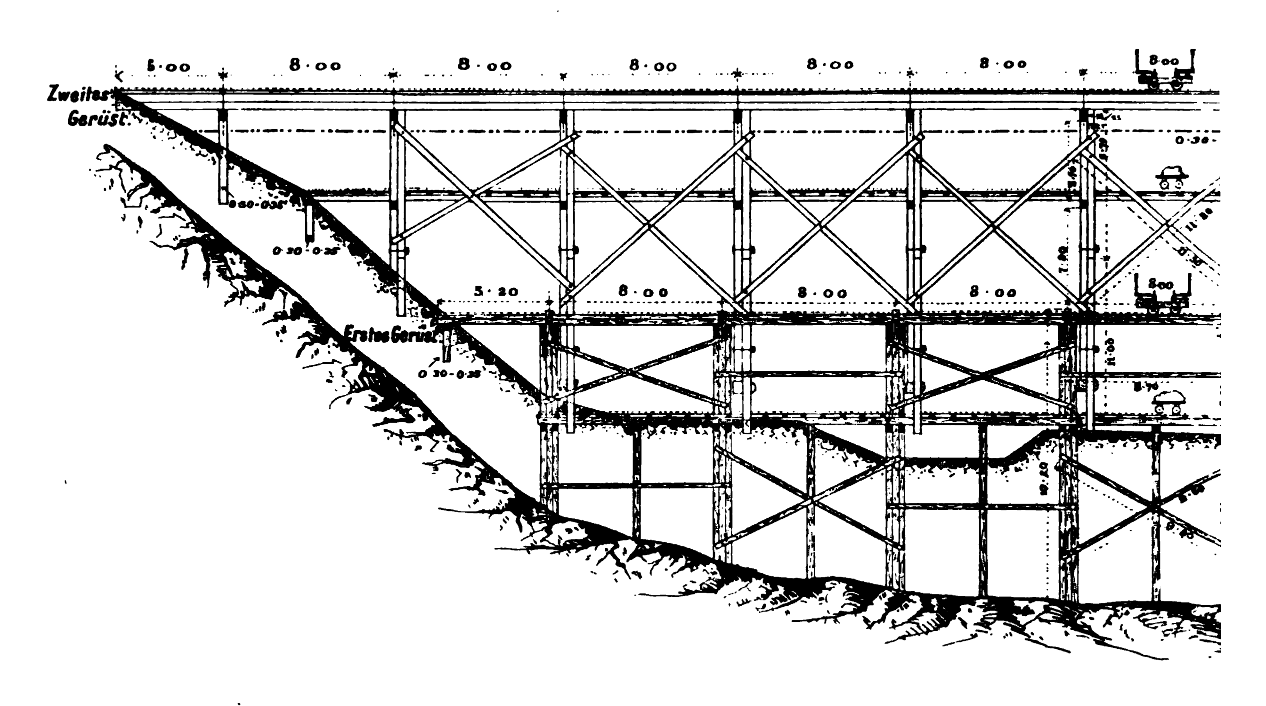
Jnanspruchnahme d. Mauerwerkes an d. Basis in kg pr. cm	maximale	bei gefülltem Reservoir	5·01
	mittlere		3·01
	minimale		1·00
Jnanspruchnahme d. Mauerwerkes an d. Basis in kg pr. cm	maximale	bei leerem Reservoir	5·14
	mittlere		2·85
	minimale		0·56

Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Gerüs

für die Jaispit

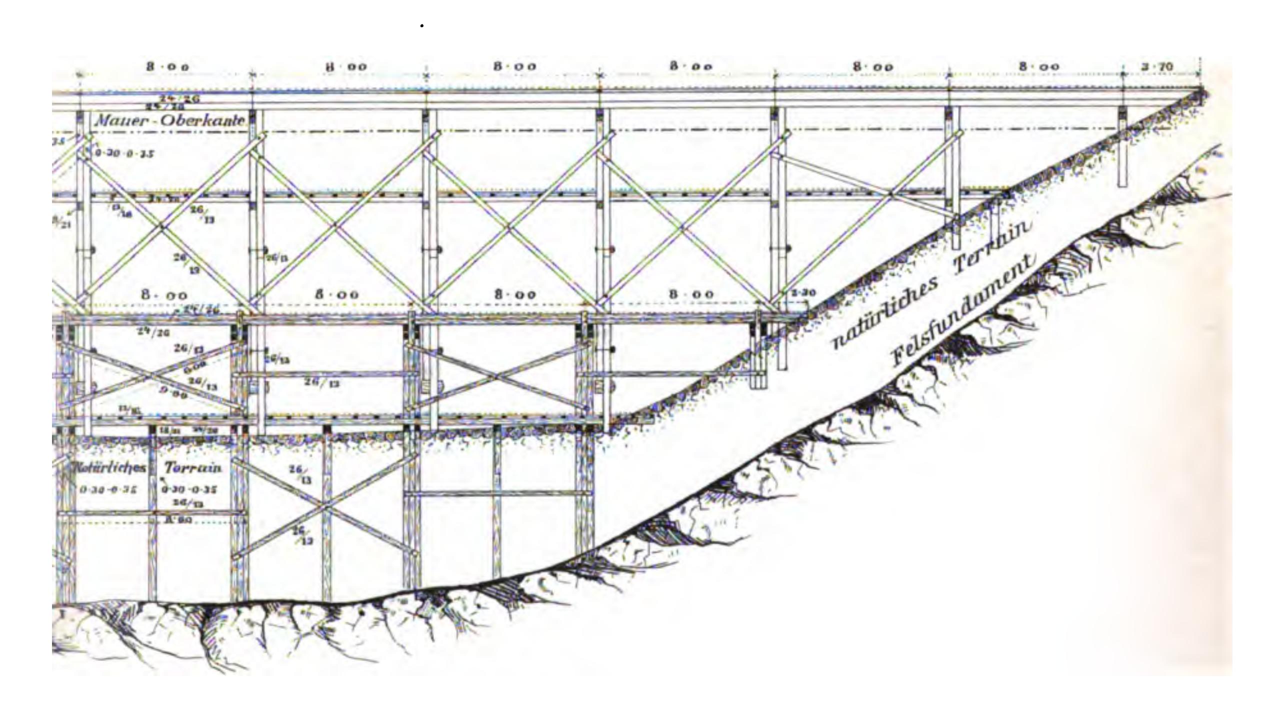
Länge



Verlag von Paul Parey ir

t - Plan
zer Staumauer.

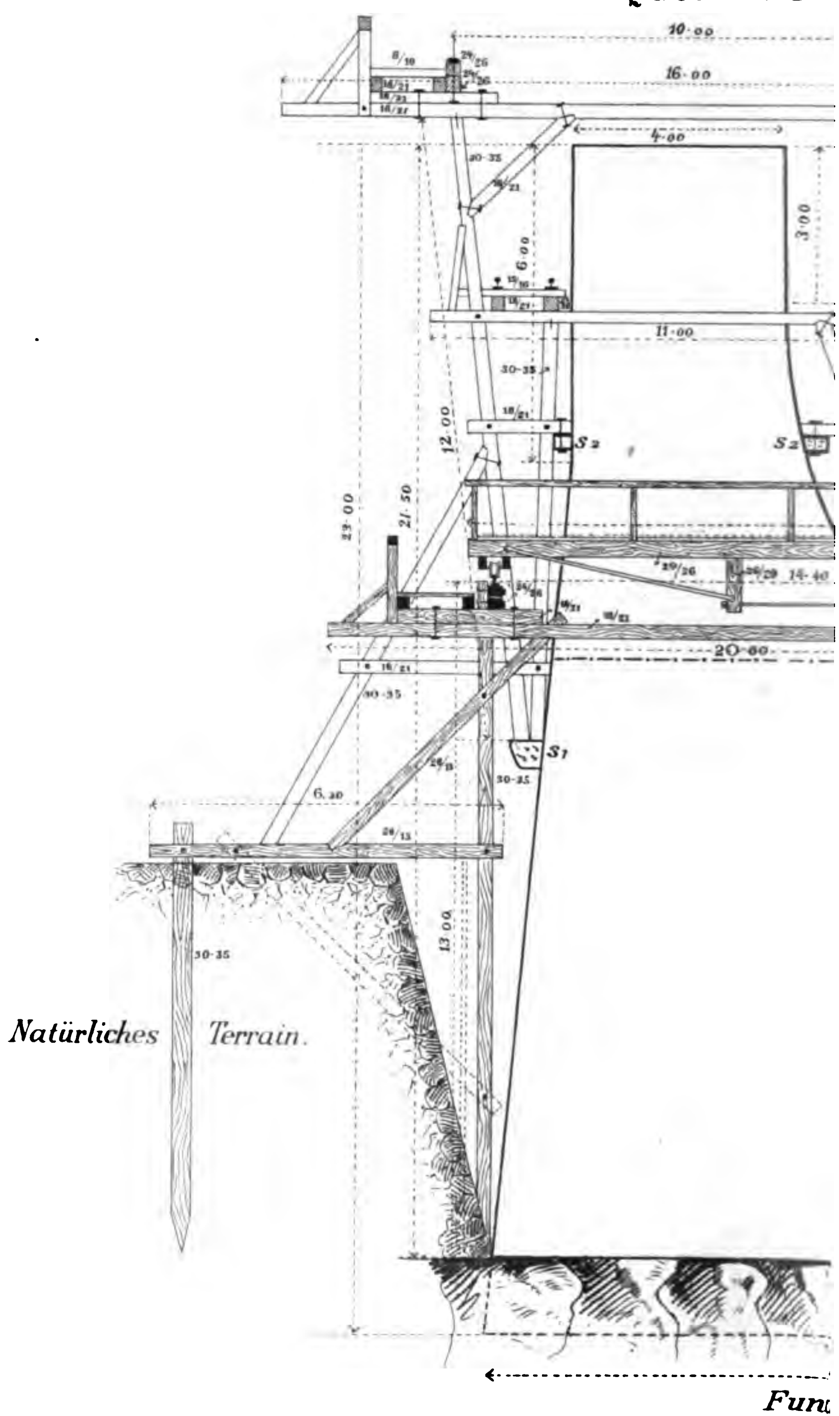
ı - Profil.



Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Gerüst - P

Quer Prof

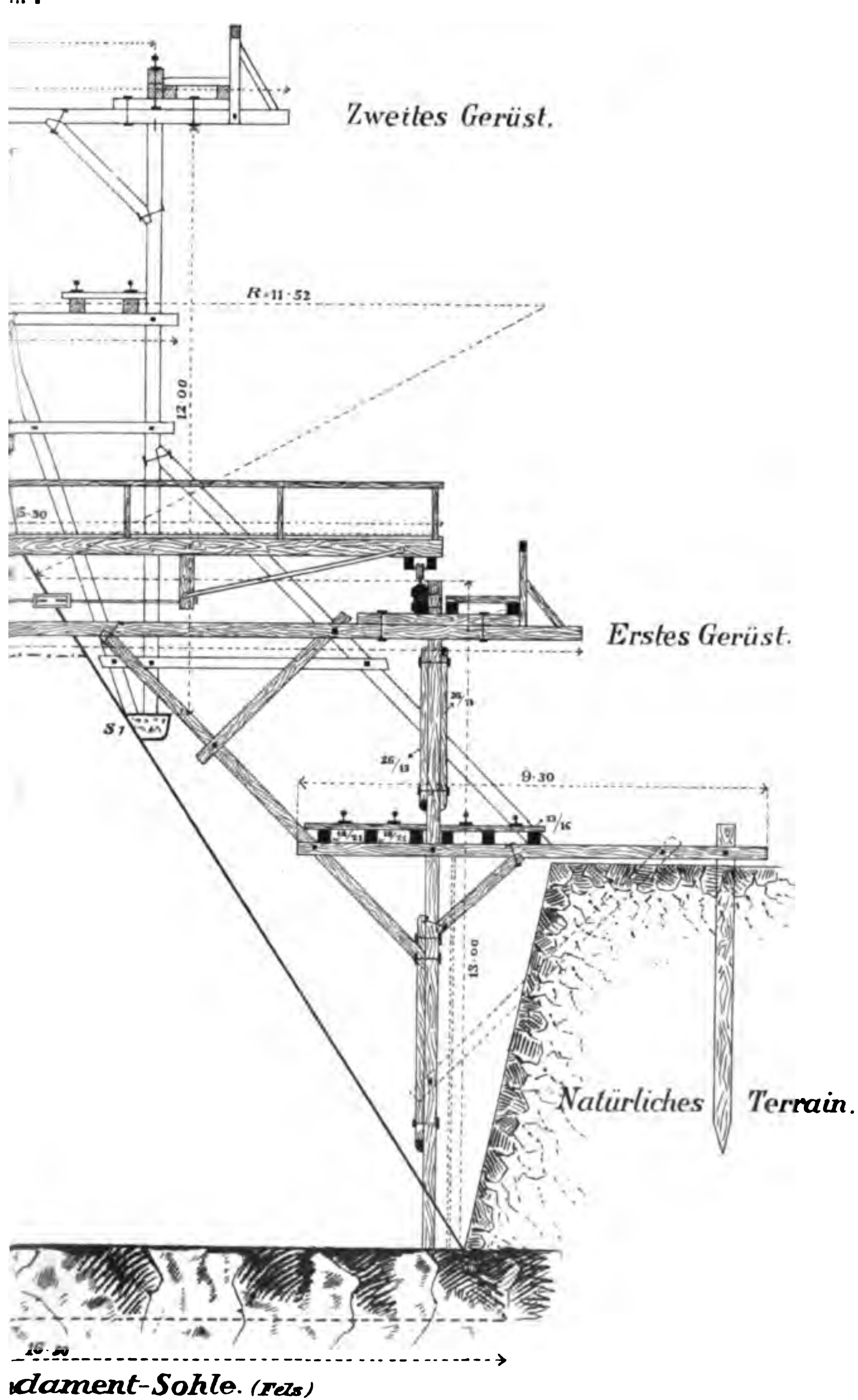


Fun

Verlag von Paul Parey in B

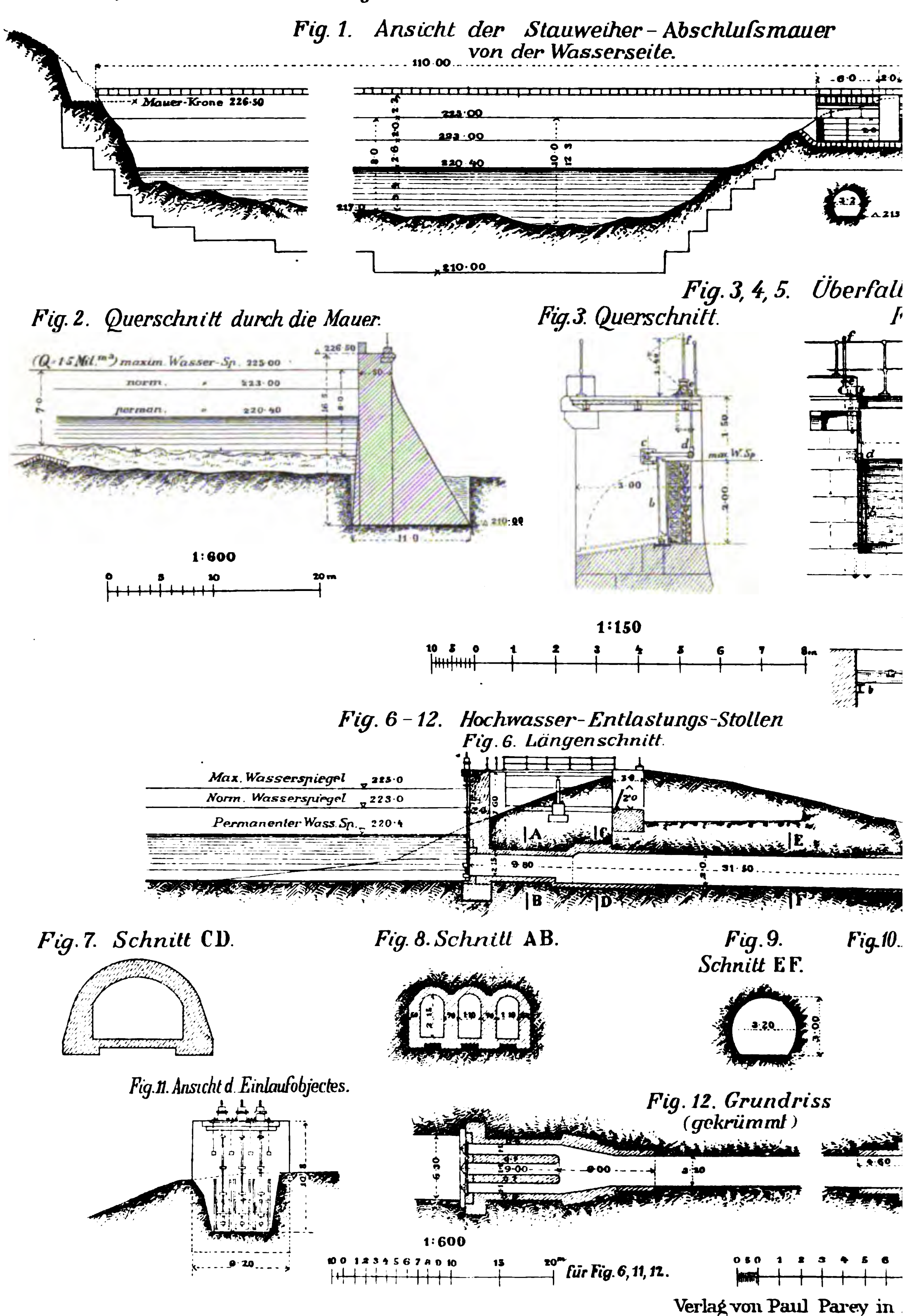
'lan.

fil.



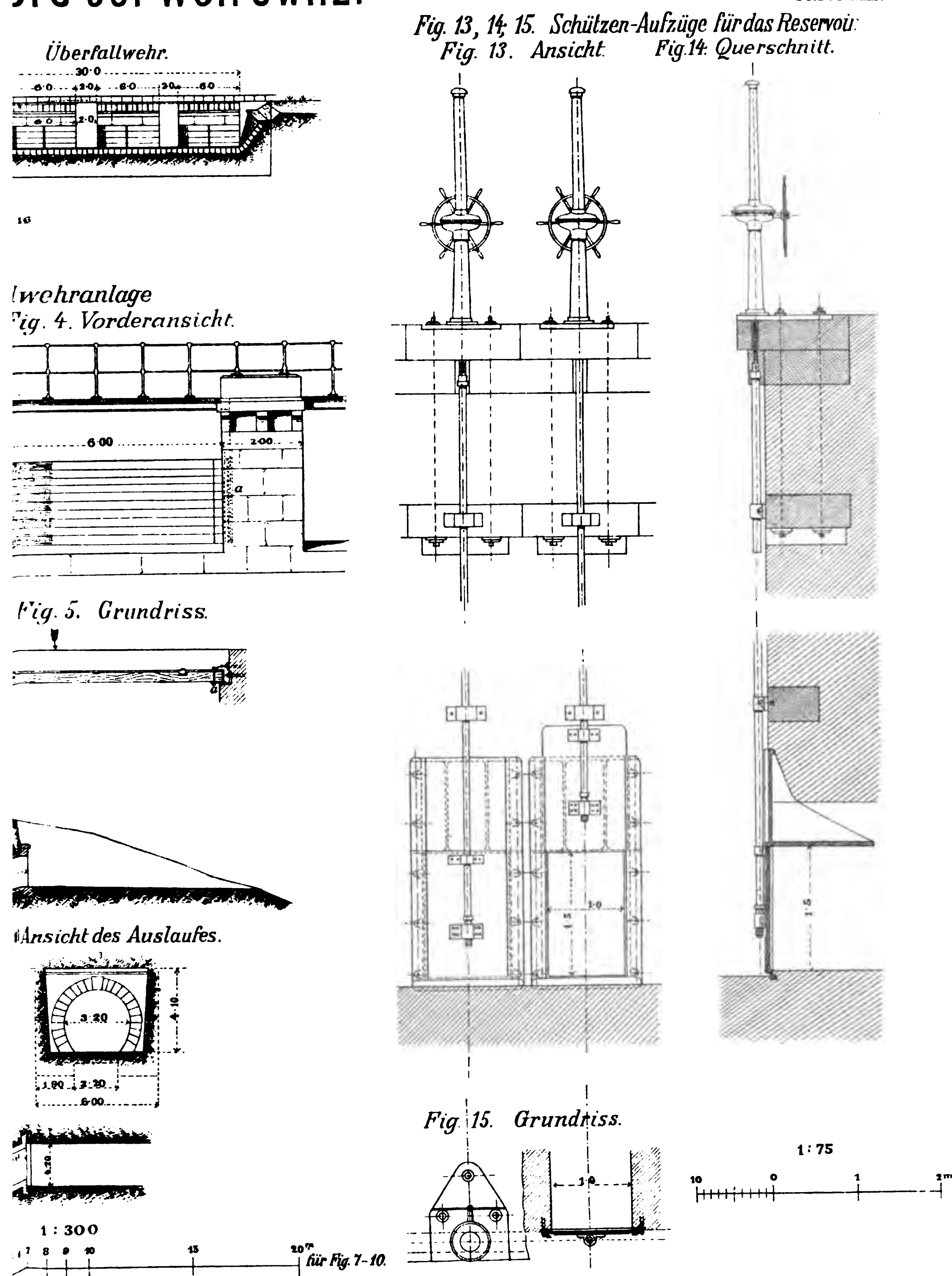
Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Bau des Stauweih



Verlag von Paul Parey in

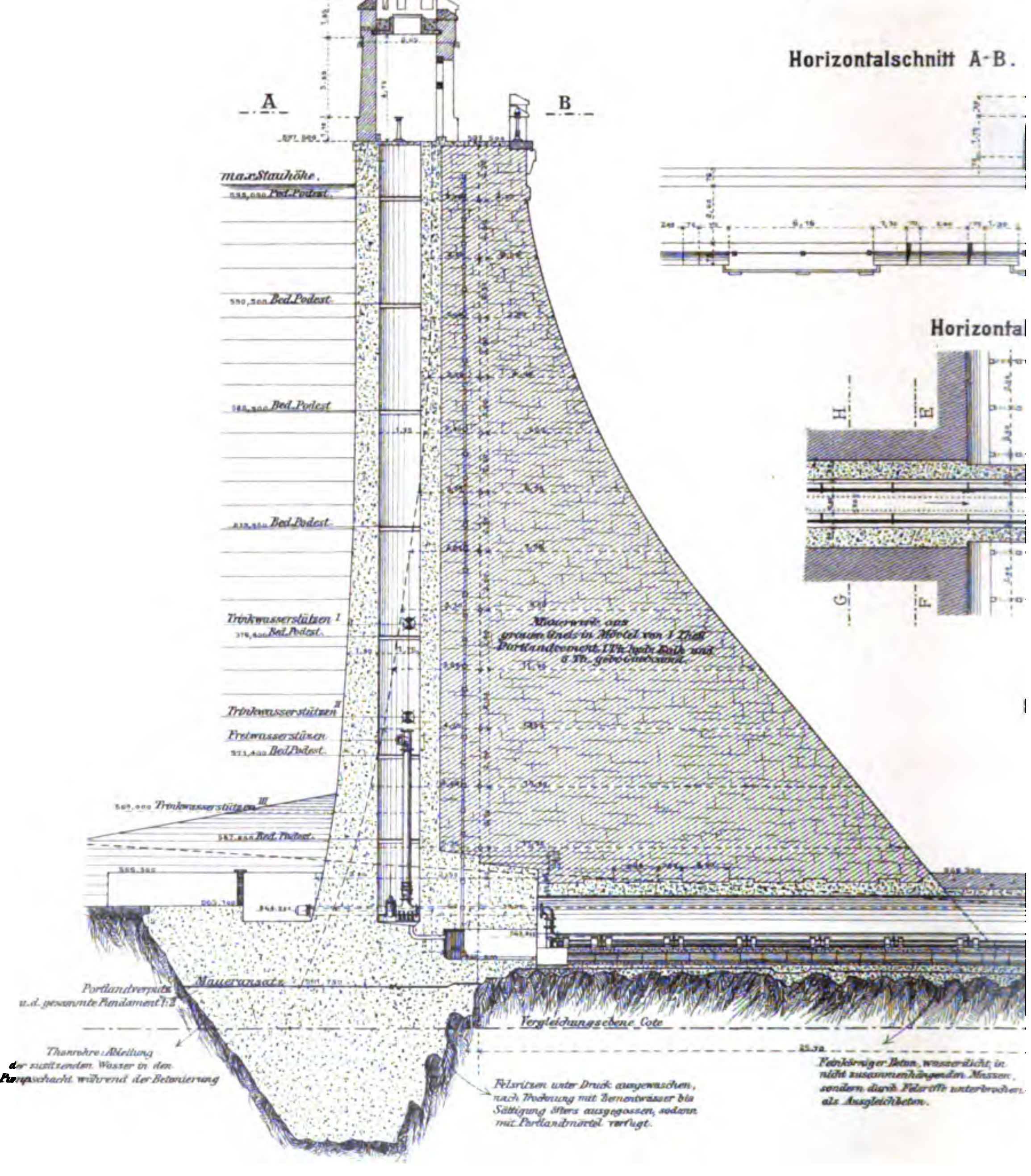
ers bei Weirowitz. Tafel XX.



Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Die Wasserversorgung de

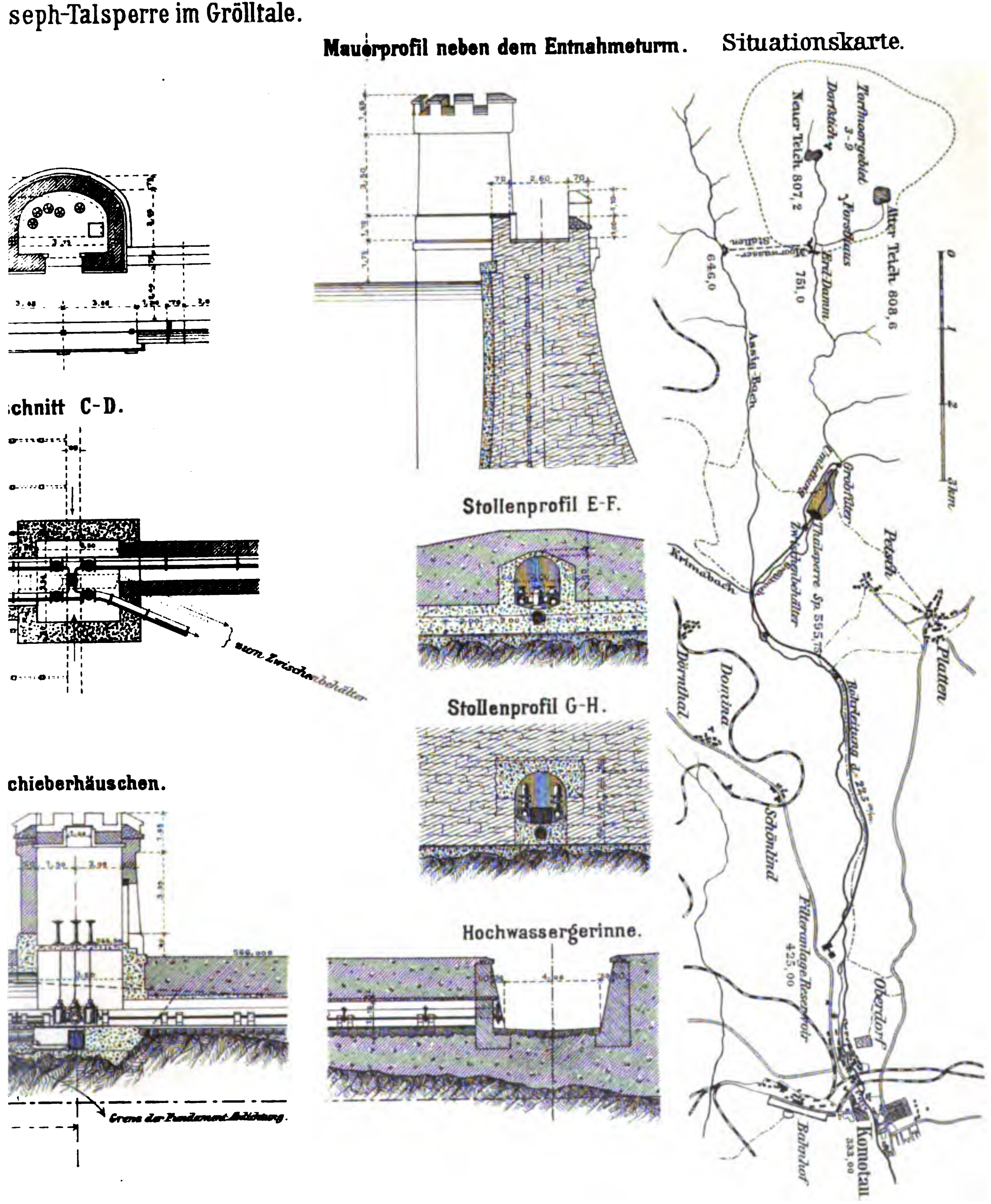
Kaiser Franz J



Verlag von Paul Par

königl. Stadt Komotau in Böhmen

seph-Talsperre im Grölltale.

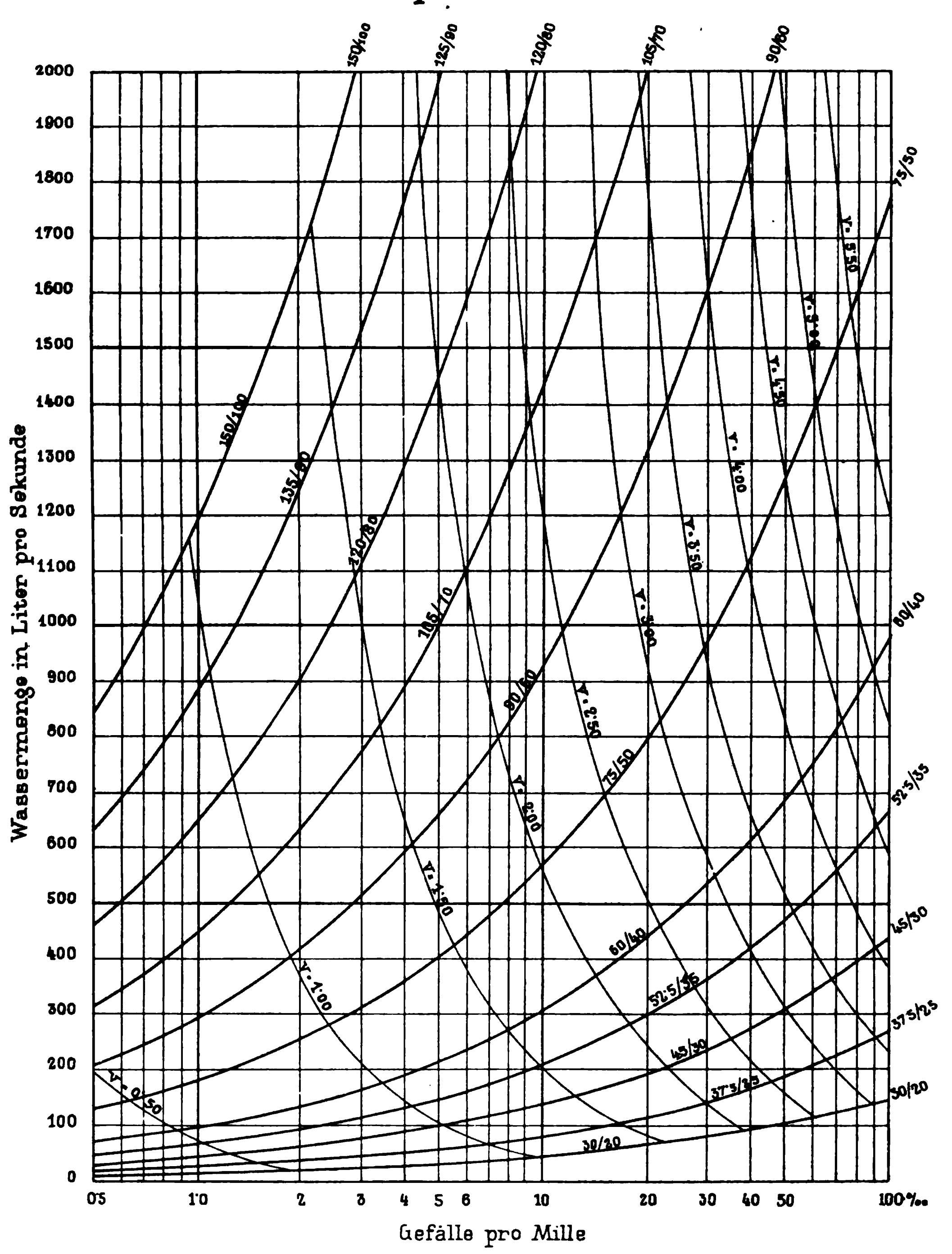


y in Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Gra

für die Berechnung eiförmige

Eiprofil 1·5:1.

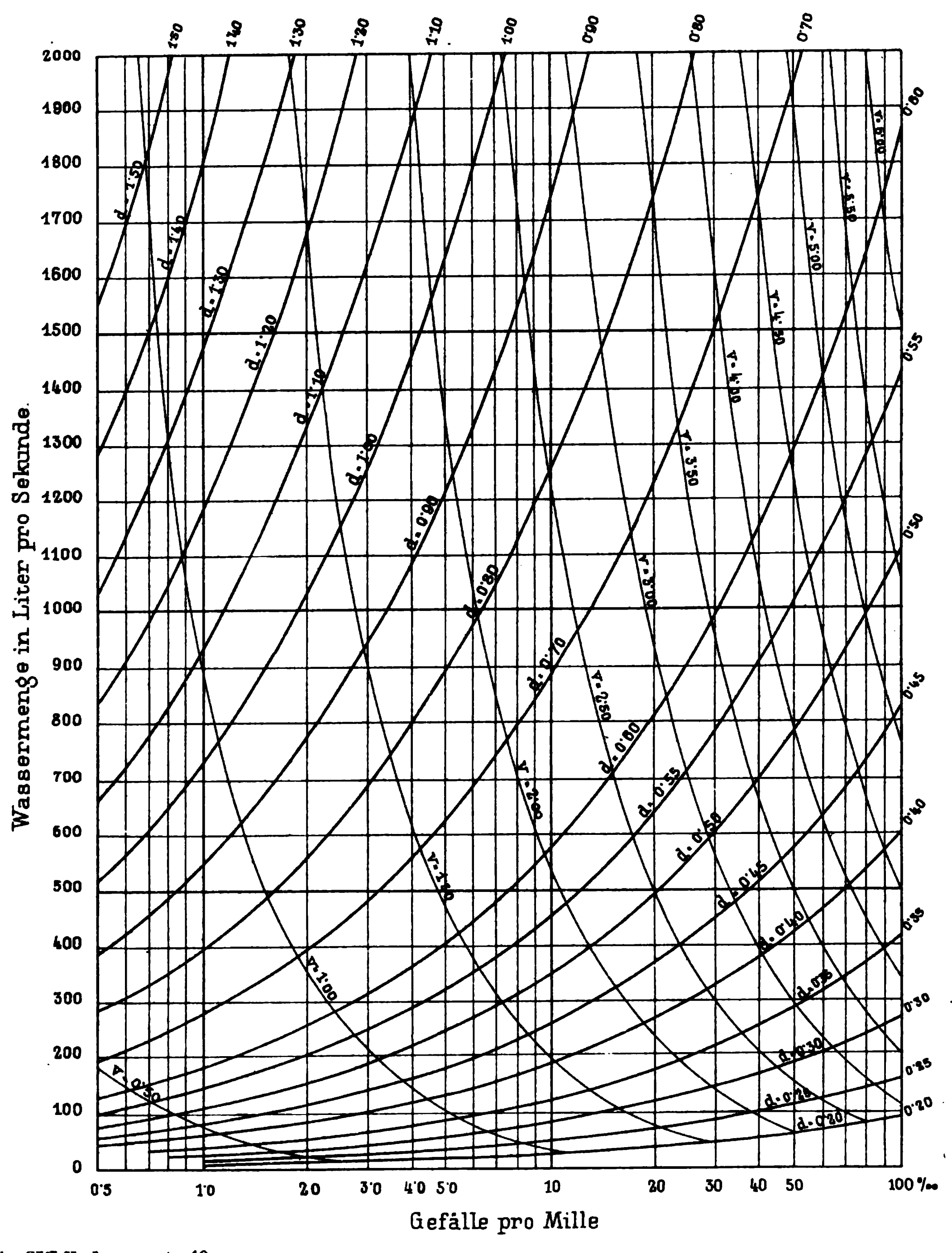


Verlag von Paul Parey in

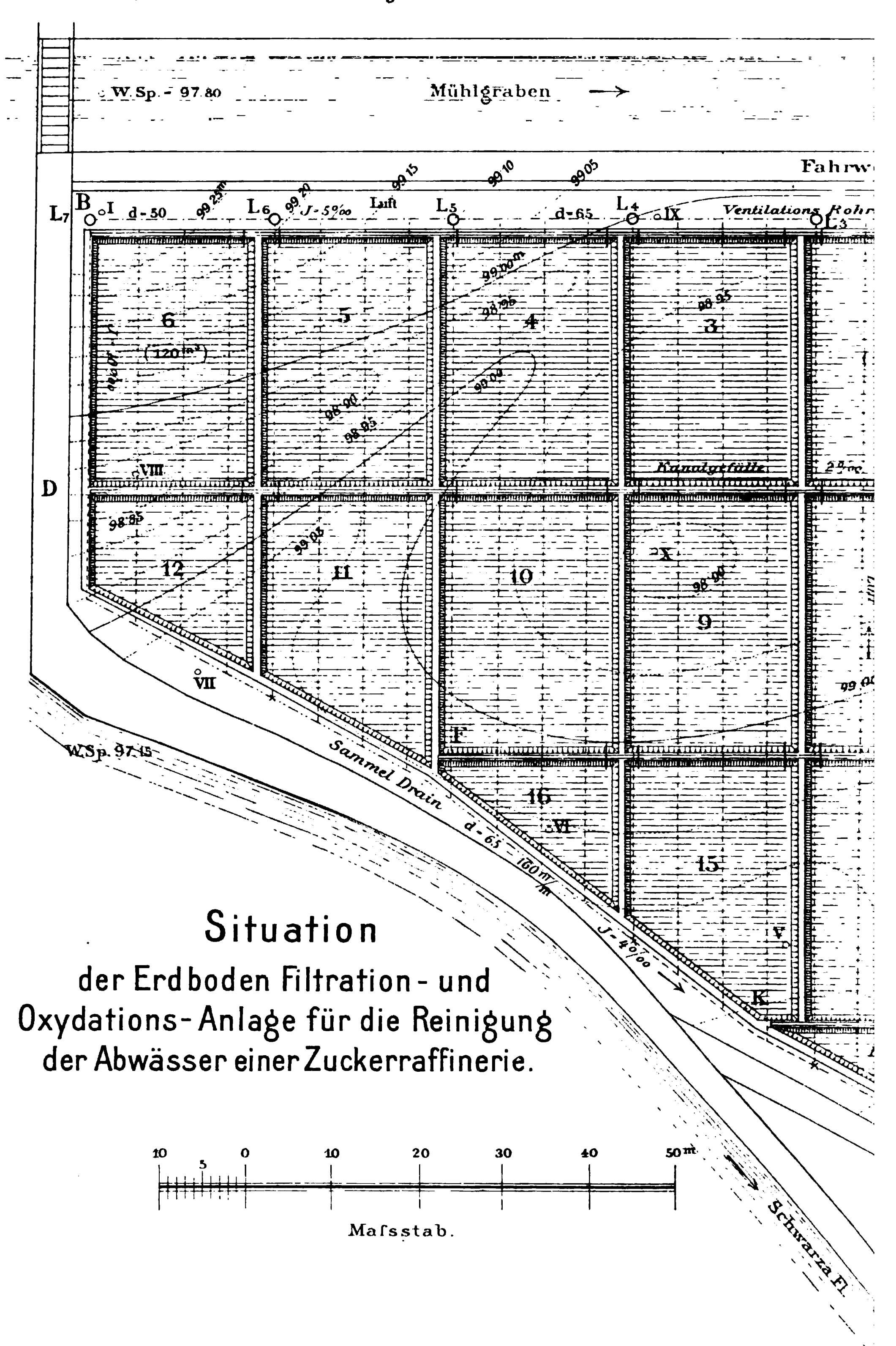
ıhikon

r und kreisrunder Kanalprofile.

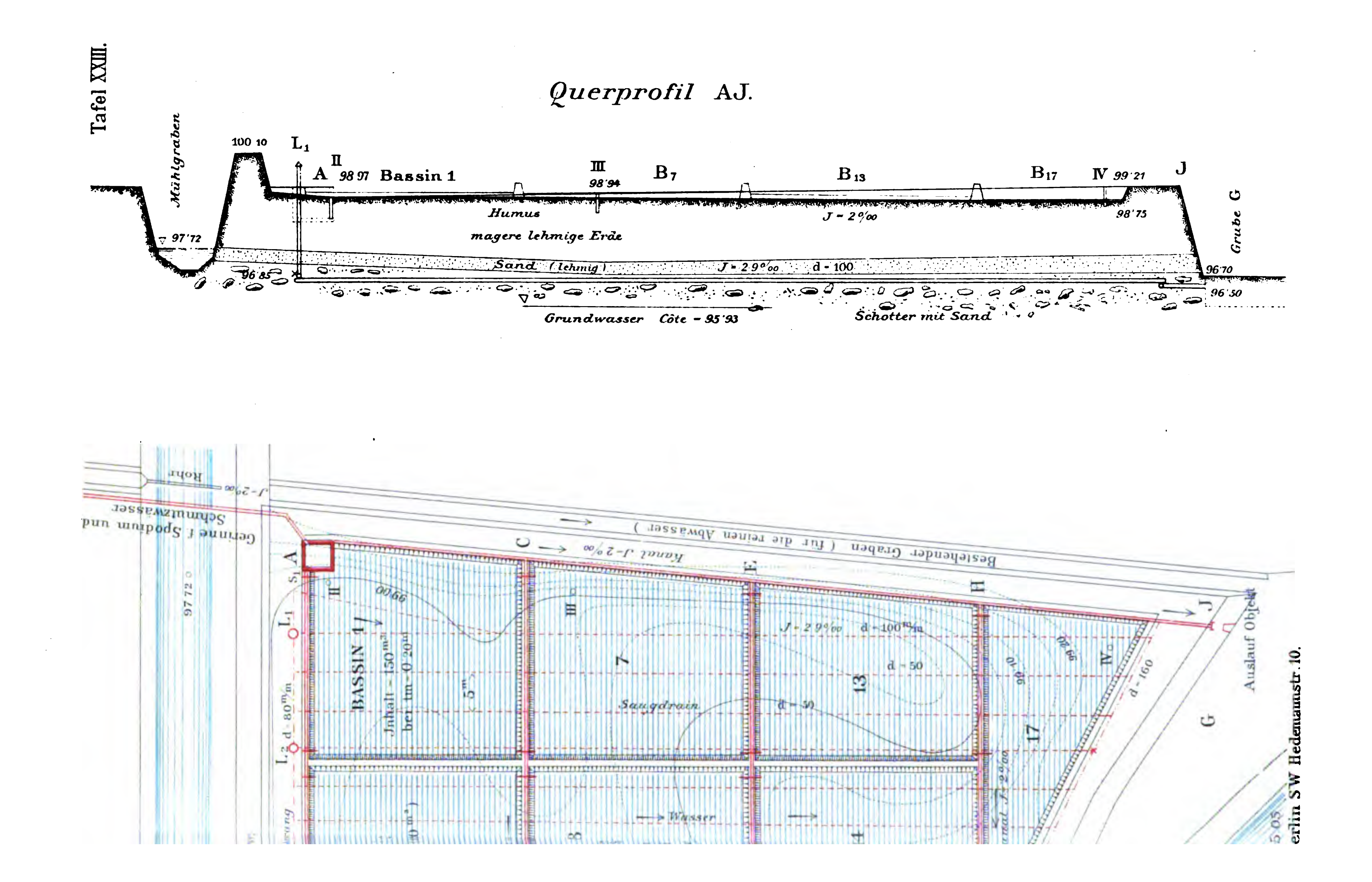
Kreisprofil.



Berlin SW. Hedemannstr. 10.



Verlag von Paul Parey in


Tafel XXIII.
Querprofil A.J.
Mühlgraben
Humus
magere lehmige Erde
Sand (lehmig)
Grundwasser Côte - 95·93
Schotter mit Sand
Grube G
Bassin 1
J - 2‰
J - 2·9‰
d - 100
BASSIN 1
Jnhalt - 150 m³
bei tm - 0·20 m
Saugdrain
Kanal J - 2‰
Bestehender Graben (für die reinen Abwässer)
Gerinne f. Spodium und Schmutzwasser
Rohr
Auslauf Objekt
erlin SW Hedemannstr. 10.